



PĂCURAR VASILE

CÂMPIAN CRISTINA

PETRAN IOAN

PETRINA BOGDAN

MOGA CĂTĂLIN

CONSTRUCȚII METALICE

ÎNDRUMĂTOR DE PROIECT

UT Cluj-Napoca, 2004

C U P R I N S

Introducere	5
Tema de proiectare	7
1. ELEMENTE GENERALE DE PROIECTARE	9
1.1. Alegerea soluției constructive	9
1.2. Evaluarea încărcărilor climatice	10
1.2.1. <i>Încărcări date de zăpadă</i>	10
1.2.2. <i>Încărcări din acțiunea vântului</i>	11
1.3. Evaluarea încărcărilor pe planșeu curent	12
1.4. Evaluarea încărcărilor pe planșeu terasă	13
1.5. Evaluarea forței seismice	13
1.5.1. <i>Considerente teoretice</i>	13
1.5.2. <i>Determinarea forței seismice</i>	15
2. PROIECTAREA GRINZILOR SECUNDARE	17
2.1. Evaluarea încărcărilor	17
2.2. Predimensionarea grinzilor secundare	17
2.3. Verificarea grinzii secundare	17
2.3.1. <i>Verificarea de rezistență</i>	17
2.3.2. <i>Verificarea deformației</i>	18
3. PREDIMENSIONAREA GRINZILOR PRINCIPALE	19
3.1. Evaluarea încărcărilor și calcul static al grinzilor	19
3.2. Predimensionarea grinzilor principale	19
4. PREDIMENSIONAREA STÂLPILOR	21
4.1. Considerente teoretice	21
4.2. Predimensionarea stâlpului central	23
4.3. Predimensionarea stâlpului marginal	24
5. CALCULUL STATIC AL CADRULUI CURENT	25
5.1. Gruparea încărcărilor	25
5.2. Determinarea reacțiunilor grinzilor secundare	25
5.3. Stabilirea ipotezelor de încărcare în gruparea fundamentală	26
5.4. Stabilirea ipotezelor de încărcare în gruparea specială	26
5.5. Combinațiile încărcărilor	28
5.6. Determinarea solicitărilor în structură	29
6. VERIFICAREA GRINZILOR PRINCIPALE	31
6.1. Verificarea de rezistență	31
6.2. Verificarea stabilității generale	33
6.3. Verificarea stabilității locale	34
6.3.1. <i>Verificarea tălpii comprimate</i>	34
6.3.2. <i>Verificarea stabilității locale a inimii</i>	34
6.4. Verificarea săgeții	34

7.	VERIFICAREA STÂLPILOR	37
7.1.	Verificări de rezistență	37
	7.1.1. Stâlpul marginal	37
	7.1.2. Stâlpul central	38
7.2.	Verificări de stabilitate	38
	7.2.1. Considerente teoretice	38
	7.2.2. Stabilirea lungimilor de flambaj	40
	7.2.3. Rezolvarea cadrului transversal	41
	7.2.4. Rezolvarea cadrului longitudinal	42
	7.2.5. Stâlpul marginal	44
	7.2.6. Stâlpul central	46
8.	ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL ÎMBINĂRILOR	49
8.1.	Prinderea grinzii secundare de grinda principală	49
8.2.	Prinderea grinzilor principale de stâlp	53
	8.2.1. Realizarea îmbinării grindă – stâlp folosind șuruburi obișnuite	53
	8.2.2. Realizarea îmbinării grindă – stâlp folosind SIRP	55
8.3.	Prinderea stâlpilor de fundație	56
9.	Piese desenate	65
ANEXE		71
Anexa A.	Caracteristici ale oțelului de construcții	72
Anexa B.	Sortimente de profile laminate	73
Anexa C.	Calculul îmbinărilor	81
Anexa D.	Calculul barelor comprimate	83
Anexa E.	EUROPROFILE	97

BIBLIOGRAFIE

TEMA DE PROIECTARE

Să se proiecteze structura de rezistență metalică a unei clădiri multietajate S+P+5E, deservind o clădire de birouri amplasată în municipiul Cluj-Napoca.

Se cunosc următoarele date primare de proiectare:

Deschideri: $L_1=7,50$ m

$L_2=9,00$ m

Travei: $l=5,70$ m

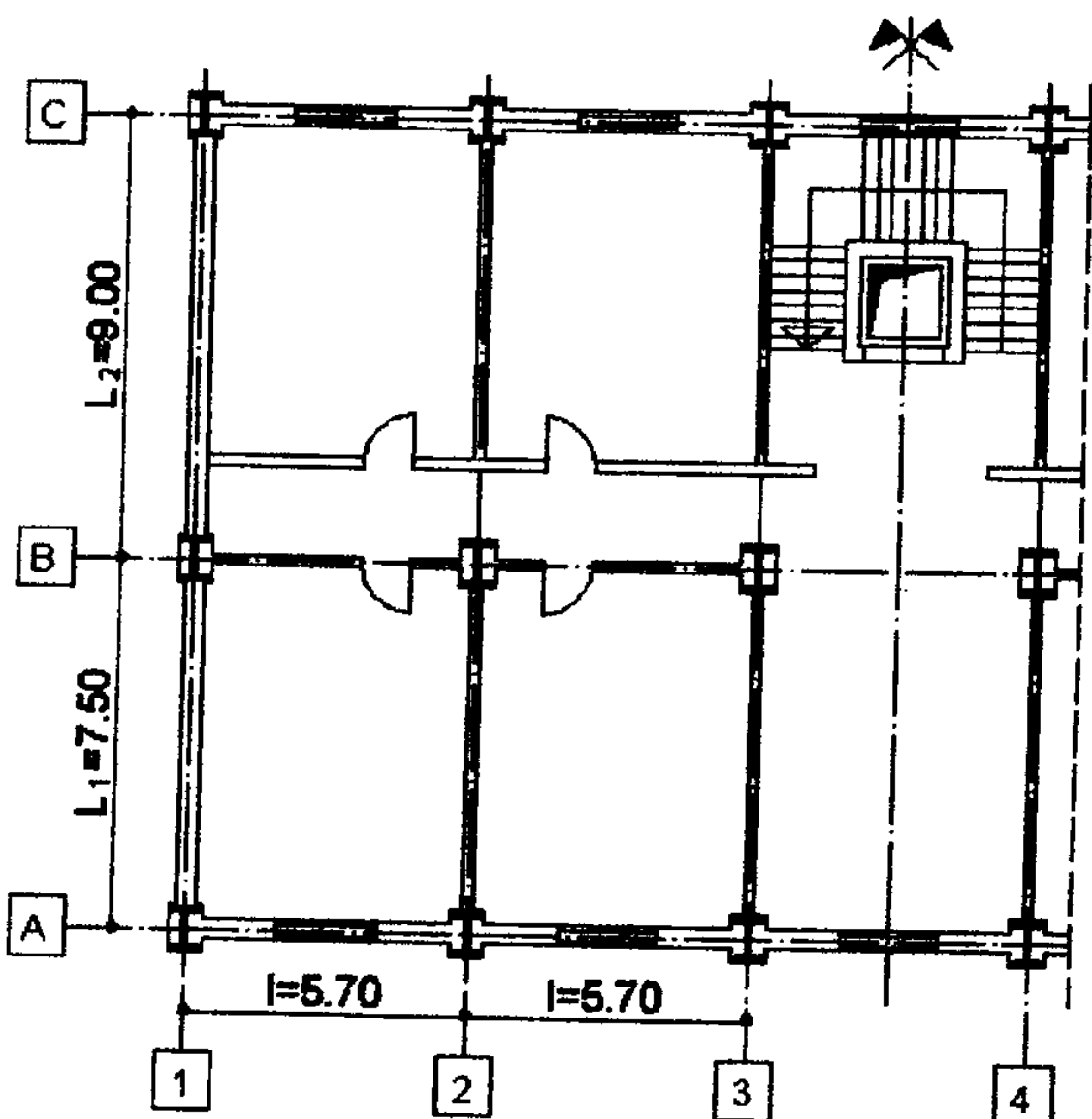
Număr travei: 5

Înălțime nivel: $h_p=4,50$ m

$h_e=3,50$ m

Secțiunea transversală și planul unui nivel curent sunt prezentate în figura T1.

PLAN NIVEL CURENT



SECȚIUNE TRANSVERSALĂ

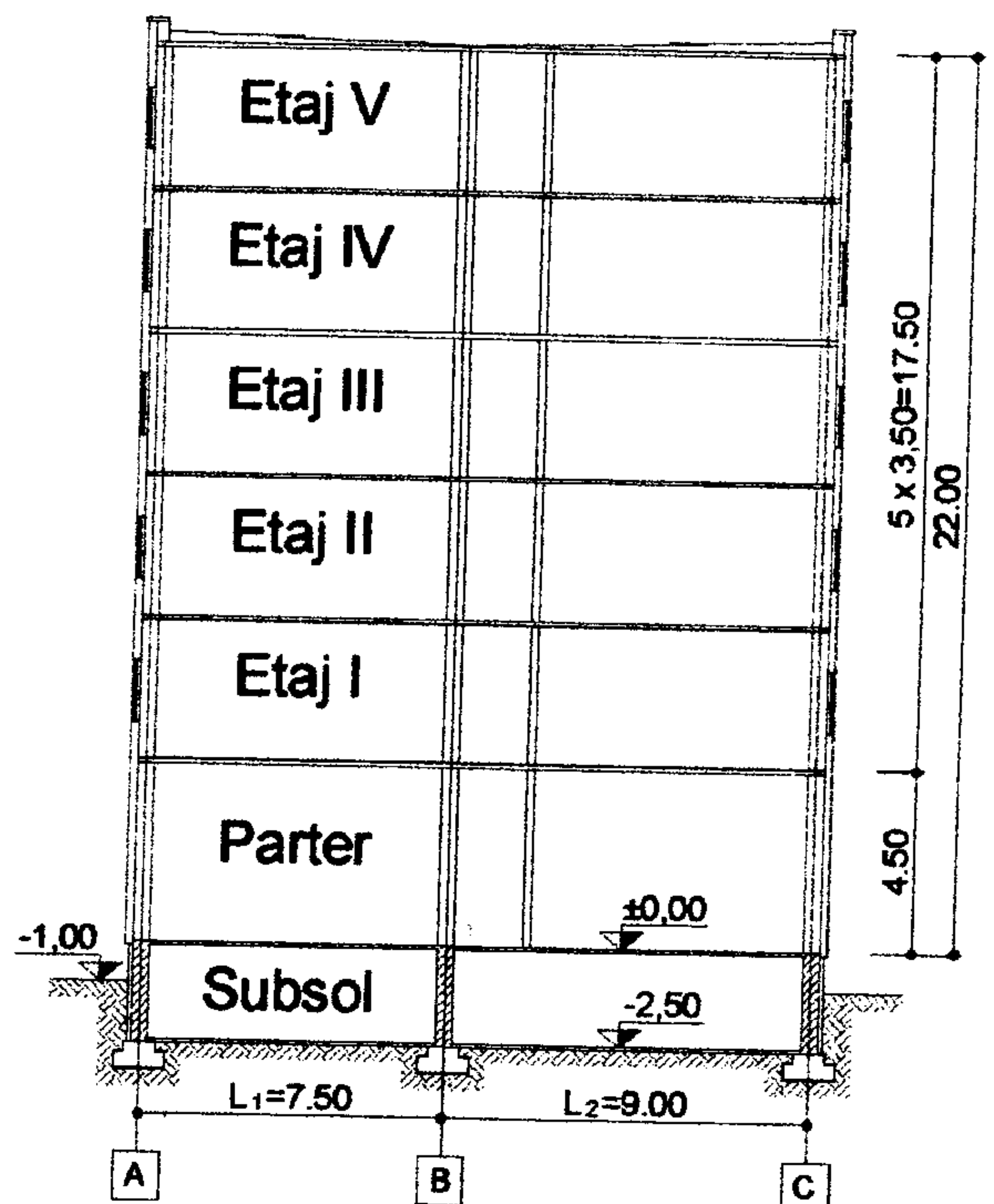


Fig. T1

1. ELEMENTE GENERALE DE PROIECTARE

1.1. Alegerea soluției constructive

În baza temei de proiectare rezultă următoarele date suplimentare necesare pentru întocmirea proiectului:

- clasă de importanță: III (cf. P100-92 - construcții de importanță normală)
- zonă seismică: F (cf. P100-92)
- zonă climatică:
 - vânt A (cf. STAS 10101/20-90)
 - zăpadă A (cf. STAS 10101/21-92)

Având în vedere dimensiunile geometrice ale structurii, în figura 1.1 se prezintă schematizat secțiunea transversală și planul nivelului curent ale clădirii care urmează să fie proiectată.

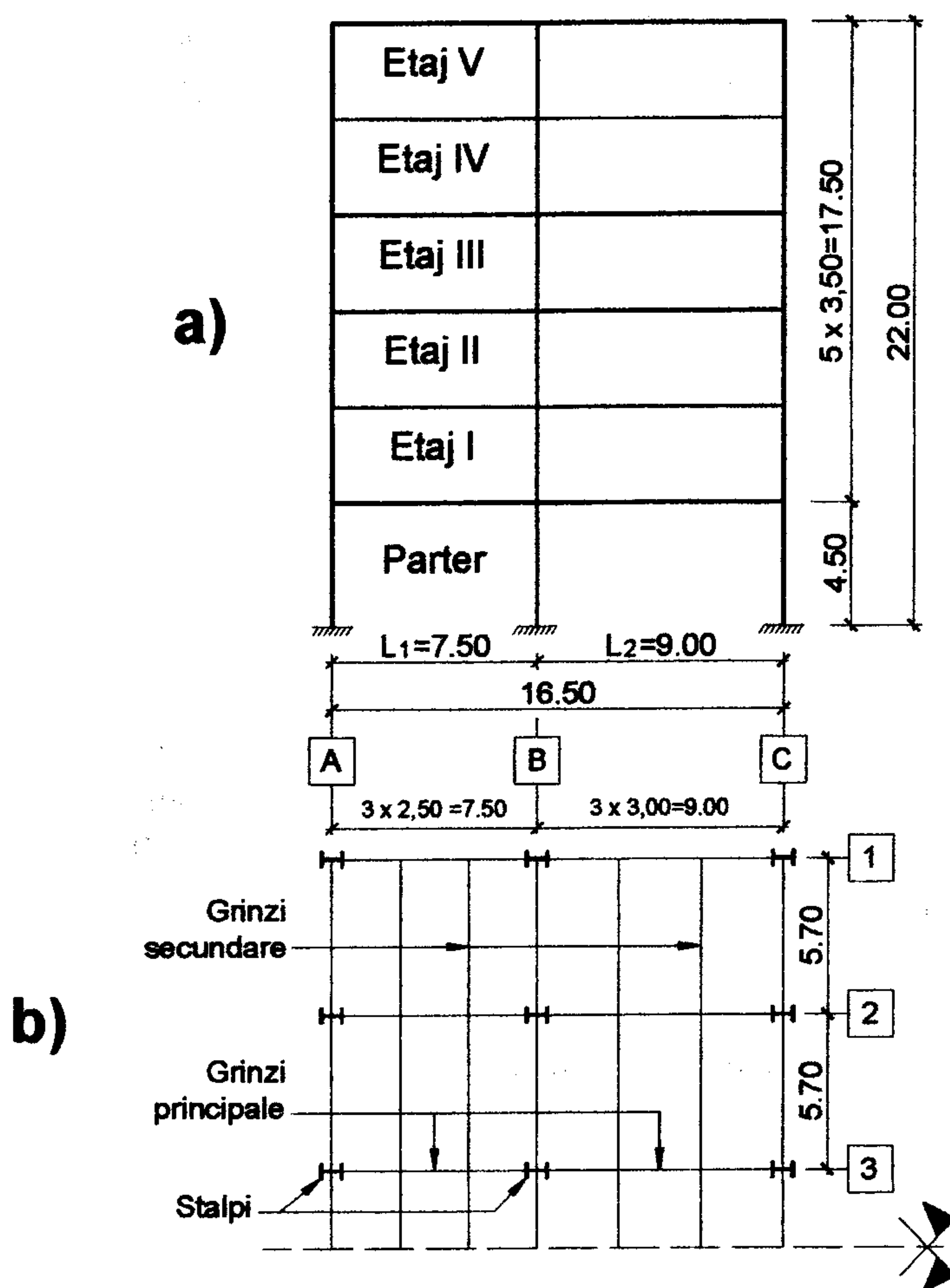


Fig. 1.1. a) Schemă secțiune transversală; b) Schemă plan nivel curent.

Dispunerea grinzilor secundare s-a făcut funcție de planul etajului curent și astfel încât să rezulte valori apropiate ale solicitărilor de încovoiere. Pentru dimensionare se va studia grinda secundară mai solicitată urmând ca pentru grinzile mai puțin solicitate să se adopte aceeași secțiune.

1.2. Evaluarea încărcări climatice

1.2.1. Încărcări date de zăpadă

Conform STAS 10101/21-92 intensitatea normată a încărcării date de zăpadă, se determină cu relația:

$$p_z^n = c_{zi} \cdot c_e \cdot g_z \quad [\text{kN/m}^2]$$

unde:

g_z - greutatea de referință a stratului de zăpadă:

Cluj-Napoca - zona A $g_z = 0,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Perioada de revenire 10 ani

c_e - coeficient funcție de condițiile de expunere ale construcției:

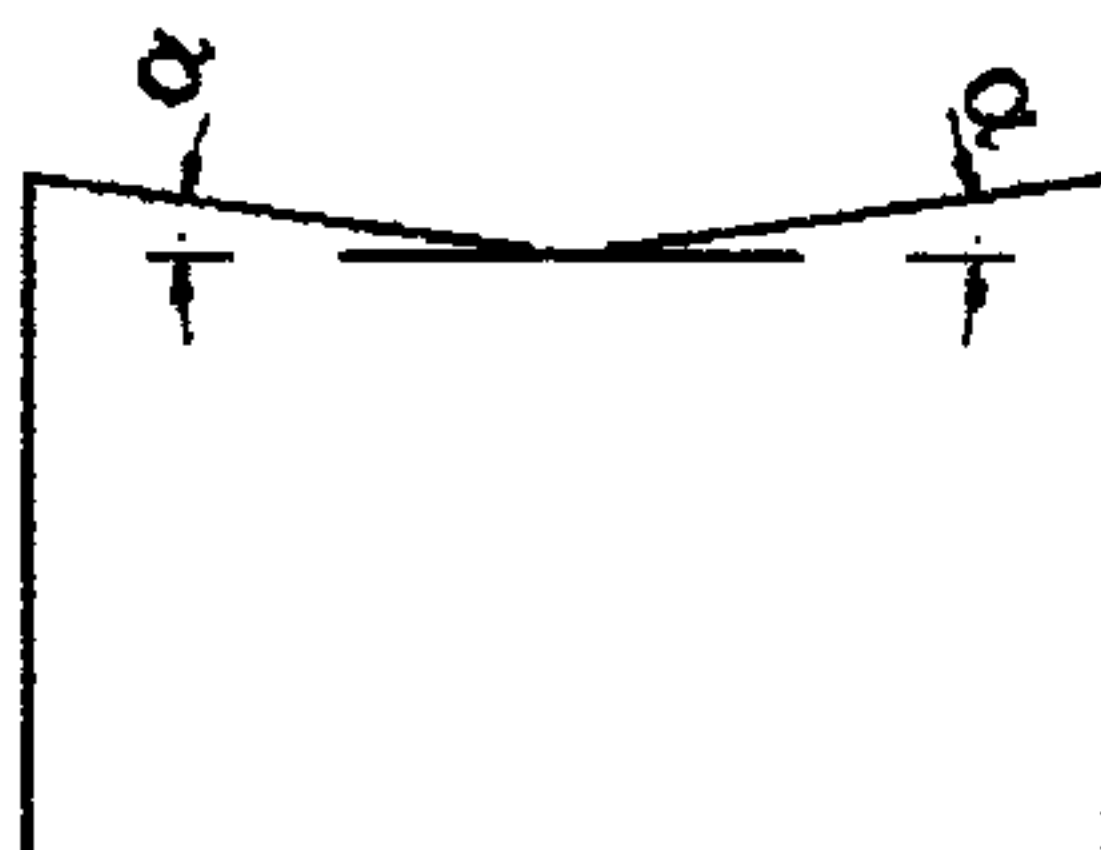
condiții normale de expunere și acoperișuri cu profil plat sau puțin agitat

$$c_e = 0,8;$$

c_{zi} - coeficient funcție de aglomerația zăpezii pe suprafața construcției expusă

zăpezii (se determină în raport cu unghiul α cf. tabel 3 din STAS 10101/21-92);

Tabelul 1.1



$$\alpha < 30^\circ$$

$$c_{zi} = 1,0$$

Rezultă:

$$p_z^n = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2 = 72 \text{ daN/m}^2$$

Determinarea coeficienților parțiali de siguranță

Se determină pe baza raportului între încărcările gravitaționale g_p (încărcare distribuită echivalentă, determinată pe baza intensităților normate ale încărcărilor verticale din gruparea fundamentală, exclusiv zăpada, care afectează elementele expuse) și încărcarea dată de zăpadă g_z :

$$g_p = 5,91 [\text{kN/m}^2] \quad (\text{vezi pct. 1.4})$$

Rezultă:

SLU – rezistentă și stabilitate (grupare fundamentală)

$$\gamma_F = \gamma_a - 0,4 \frac{g_p}{c_e g_z} = 2,2 - 0,4 \frac{5,91}{0,8 \cdot 0,9} = -1,08 < 0,3 \cdot \gamma_a = 0,66 \Rightarrow \gamma_F = 0,66$$

SLEN – încărcări totale de exploatare

$$\gamma_0 = \gamma_c - 0,2 \frac{g_p}{c_e g_z} = 1,4 - 0,2 \frac{5,91}{0,8 \cdot 0,9} = -0,24 < 0,3 \cdot \gamma_c = 0,42 \Rightarrow \gamma_0 = 0,42$$

SLEN – efect de lungă durată

SLU – grupări speciale (zăpada rol secundar)

$$\gamma_1 = \gamma_e = 0,30$$

1.2.2. Încărcări din acțiunea vântului

Intensitatea normală a componentei normale la suprafața expusă, a încărcării aplicate de vânt, considerată distribuită, se determina conform STAS 10101/20-90 cu relația:

$$p_n^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

în care:

β - coeficient de rafală, care ține seama de efectele fluctuante ale vântului;

Sensibilitatea la acțiunea vântului - $C_1 \Rightarrow \beta = 1,6$

c_{ni} - coeficient aerodinamic pe suprafața i ;

Se determină conform tabelului 1.2 (cf. Tab. 3 din STAS 10101/20-90):

Tabelul 1.2

Schema statică	Indicații
	Coeficienților c_{n3} se referă la toate construcțiile închise, cu formă dreptunghiulară în plan. $\left. \begin{aligned} \frac{H}{L} &= \frac{22}{16,50} = 1,33 \\ \frac{B}{L} &= \frac{5 \cdot 5,70}{16,50} = \frac{28,50}{16,50} = 1,73 \end{aligned} \right\} c_{n3} = -0,58$

$c_h(z)$ - coeficient de variație a presiunii dinamice de bază în raport cu înălțimea z ;

Cluj-Napoca - zona A

Tip amplasament - II (amplasamente din orașe și împrejurimi)

$z=10$ m $c_h(10) = 0,65$

$z=22$ m $c_h(22) = 0,93$

g_v - presiunea dinamică de bază la 10 m, deasupra terenului;

zona A $g_v = 0,30 \text{ kN/m}^2$

Observație:

Ținând cont de efectul de șaibă al planșeelor (infinite rigide în planul lor) acțiunea vântului asupra construcției se poate aprecia ca fiind suma presiunilor și a suucțiunilor pe suprafața laterală a construcției:

La cota $z = +10$ m $p_n^n = 1,6 \cdot (0,8 + 0,58) \cdot 0,65 \cdot 0,3 = 0,430 \text{ kN/m}^2 = 43 \text{ daN/m}^2$

La cota $z = +22$ m $p_n^n = 1,6 \cdot (0,8 + 0,58) \cdot 0,93 \cdot 0,3 = 0,616 \text{ kN/m}^2 \approx 62 \text{ daN/m}^2$

Determinarea coeficienților parțiali de siguranță:

clasa de importanță III – construcții de importanță medie
construcții curente puțin sensibile la acțiunea vântului – C_1

Rezultă:

SLU – de rezistență și stabilitate $\gamma_F = \gamma_a = 1,2$
 SLEN – sub efectul încărcărilor totale de exploatare $\gamma_0 = \gamma_c = 1,0$
 SLEN – efect de lungă durată
 SLU – grupări speciale (vânt rol secundar) } $\gamma_1 = \gamma_e = 0,3$

Pentru încărcările provenite din acțiunea vântului și a zăpezii rezultă valorile din tabelul 1.3:

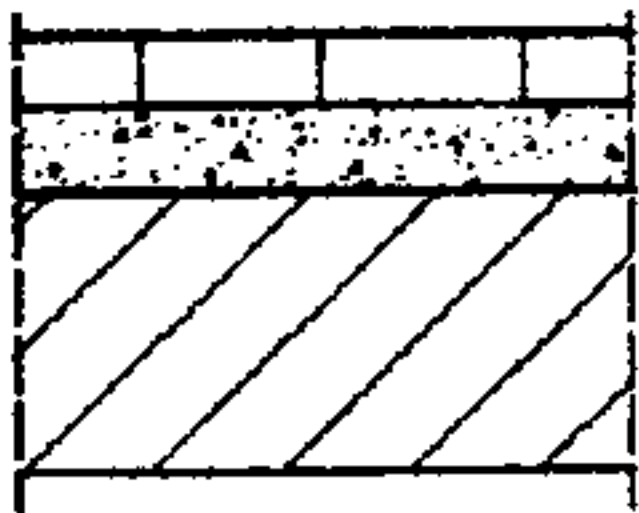
Tabelul 1.3

Încărcare	Valoare normată [daN/m ²] V_i	Gruparea fundamentală				Gruparea Specială	
		SLU		SLEN		SLU	
		γ_F	$\gamma_F \cdot V_i$	γ_0	$\gamma_0 \cdot V_i$	γ_1	$\gamma_1 \cdot V_i$
Zăpadă	72	0,66	48	0,42	30	0,3	22
Vânt	43...62	1,2	52...75	1,0	43...62	0,3	13...19

1.3. Evaluarea încărcărilor pe planșeu curent

Evaluarea încărcărilor este prezentată în tabelul 1.4.

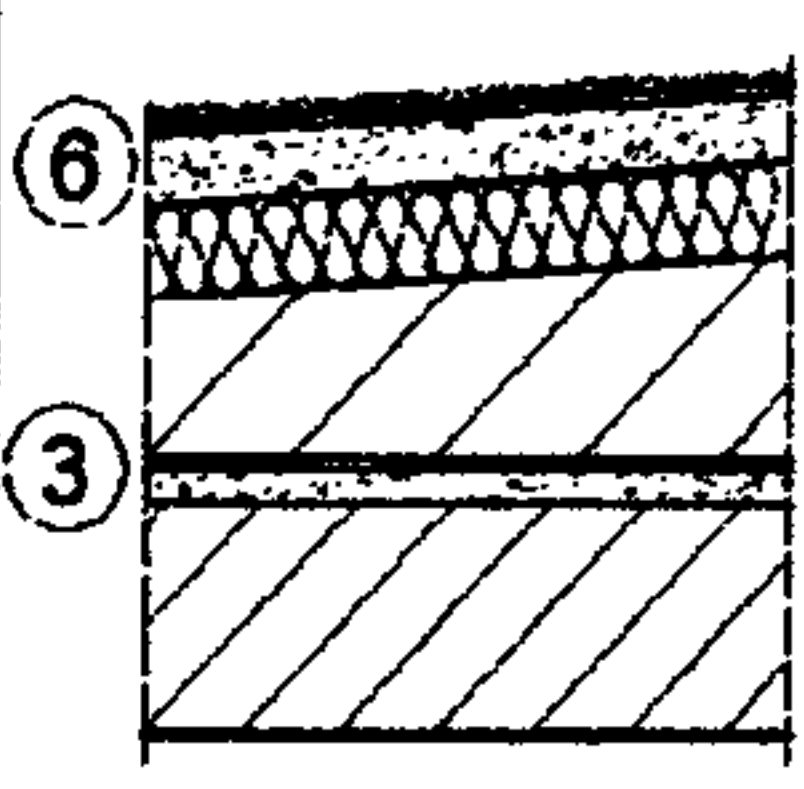
Tabelul 1.4

Tip Încărcare	Denumire	Valori normate [daN/m ²]	n_i	Valori de calcul [daN/m ²]	n_i^d	Valori de lunga durată [daN/m ²]
0	1	2	3	4 (2x3)	5	6 (2x5)
Permanente	 1. placa BA 0,12x2500 2. sapa 0,03x2100 3. parchet 0,022x800	300	1.1	330	1.0	300
		63	1.3	82	1.0	63
		18	1.2	21	1.0	18
		381		433		381
Cvasiperm.	pereti despărțitori	100	1.2	120	1.0	100
Variabile	oameni si mobilier	300	1.4	420	0.4	120

1.4. Evaluarea încărcărilor pe planșeu terasă

Evaluarea încărcărilor este prezentată în tabelul 1.5.

Tabelul 1.5

Tip încărcare	Denumire	Valori normate [daN/m ²]	n_i	Valori de calcul [daN/m ²]	n_i^d	Valori de lungă durată [daN/m ²]
0	1	2	3	4 (2x3)	5	6 (2x5)
Permanente	 ⑦ 1. placa BA ⑤ 0,12x2500 ④ 2. sapa ② 0,015x2100 ③ 3. bariera vapor 4. beton de panta 0,10x1600 5. termoiz. – vata minerala 6. strat sup. hidroiz. 0,03x2100 7. hidroiz. +prot. hidro. 18+18	300	1.1	330	1.0	300
		31.5	1.3	41	1.0	31.5
		160	1.3	208	1.0	160
		63	1.3	82	1.0	63
		36	1.3	47	1.0	36
Total perm.		591		708		591
Cvasiperm.		0		0		0
Variable	utila	75	1.4	105	0.4	30
	zăpadă	72	0.66	48	0.3	22
Total var.		147		153		52

1.5. Evaluarea forței seismice (conform P100-92)

1.5.1. Considerente generale

Rezultanta încărcărilor orizontale seismice (forța tăietoare de la bază), corespunzătoare modului propriu de vibrație 1 (fundamental), s-a determinat pentru încărcările permanente normate (g^n) și fracțiunea de lungă durată a încărcărilor temporare ($n^d \cdot p^n$) folosind relația:

$$S_1 = c_1 G$$

în care:

- c_1 - coeficientul seismic global corespunzător modului 1 de vibrație;
- G - rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga construcție.

Coeficientul seismic global corespunzător modului 1 de vibrație se determină cu relația:

$$c_1 = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_1 \cdot \psi \cdot \varepsilon_1$$

unde:

- α - coeficientul de importanță a construcției (pentru clasa de importanță III $\alpha = 1$);
- k_s - coeficient funcție de zona seismică a amplasamentului (pentru zona F $k_s = 0,08$);
- β_1 - coeficient de amplificare dinamică în modul 1 de vibrație (pentru perioada fundamentală $T_1 < T_c = 0,7$ rezultă $\beta_1 = 2,5$);

- ψ - coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ca urmare a ductilității structurii și a capacității de redistribuție a eforturilor etc. (pentru structuri metalice în cadre etajate $\psi = 0,17$);
- ε_1 - coeficientul de echivalență între sistemul real și un sistem cu un grad de libertate corespunzător modului 1 de vibrație.

Încărcarea seismică care acționează la nivelul k pe direcția gradului de libertate corespunzător modului de vibrație 1 se determină cu relația:

$$S_{k1} = c_{k1} \cdot G_k$$

unde:

G_k - rezultanta încărcărilor gravitaționale la nivelul k ;

$$c_{k1} = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_1 \cdot \psi \cdot \eta_{k1}$$

η_{k1} - coeficient de distribuție a forțelor seismice corespunzător nivelului k și modului de vibrație 1, dat de relația:

$$\eta_{k1} = U_{k1} \frac{\sum_{k=1}^n G_k U_{k1}}{\sum_{k=1}^n G_k U_{k1}^2}$$

Coeficienții U_{k1} se determină conform figurii 1.2.

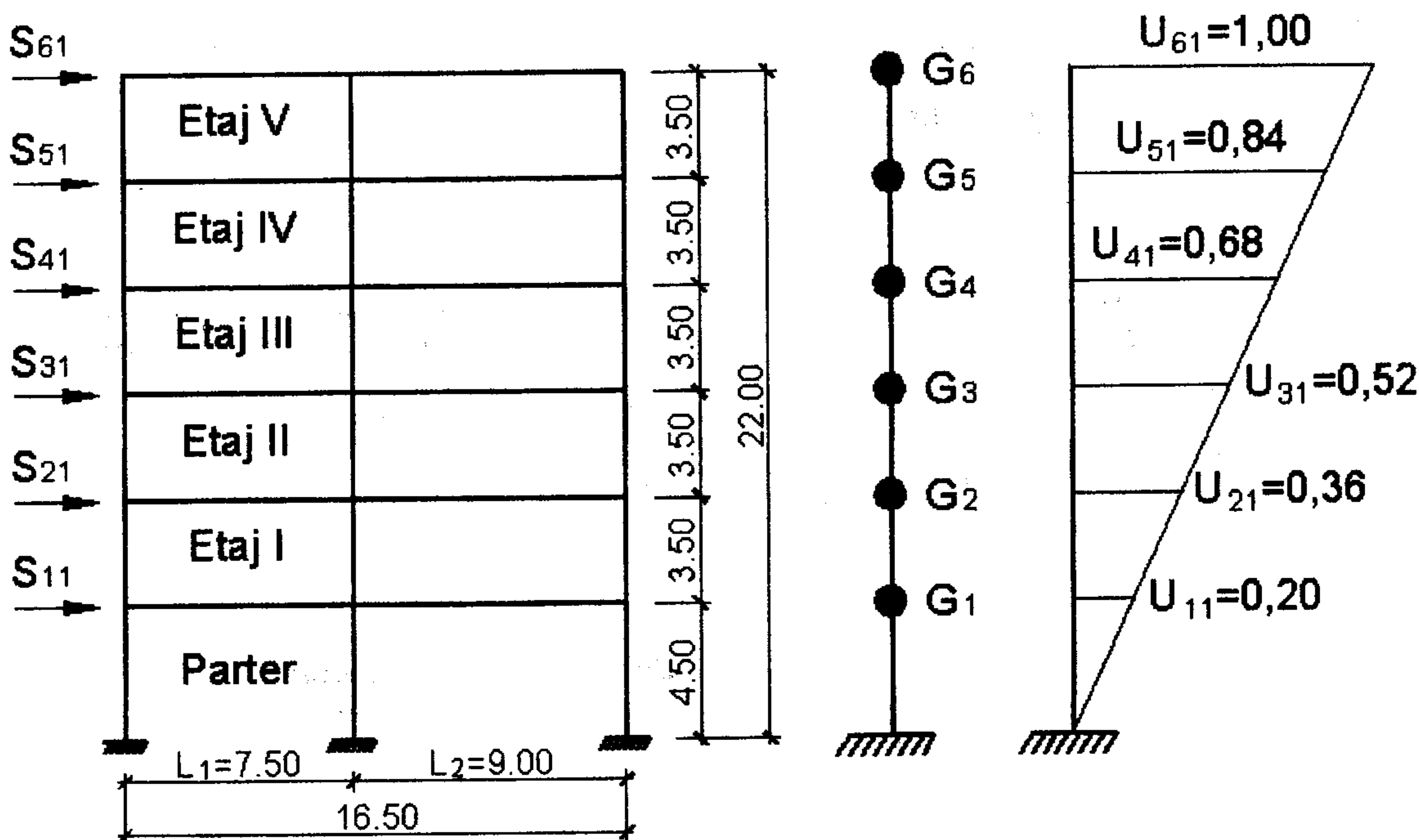


Fig. 1.2

1.5.2. Determinarea forțelor seismice

Evaluarea acțiunii seismului asupra construcției se face pentru un cadru curent (cadrul din axul transversal 2), printr-o metoda simplificata, considerand actiunea seismica pe o singura directie.

Rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru un nivel curent ($G_1...G_5$) se compune din:

- greutatea plăcii B.A.+cvasiperm.+variabile (cf. tabel 1.5):

$$G_{pl} = g_{pl} \cdot \ell \cdot (L_1 + L_2) = (3,81 + 1 + 1,2) \cdot 5,70 \cdot 16,50 = 565 \text{ kN}$$
- greutatea grinzilor secundare (vezi 2.2):

$$G_{GS} = 7 \text{ buc} \cdot \ell \cdot g_{I30} = 7 \cdot 5,70 \cdot 0,542 = 22 \text{ kN}$$
- greutatea grinzii principale (vezi 3.2):

$$G_{GP} = (L_1 + L_2) \cdot g_{GP} = 16,50 \cdot 0,91 = 15 \text{ kN}$$

Rezultă:

$$G_1 = G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = G_{pl} + G_{GS} + G_{GP} = 565 + 22 + 15 = 602 \text{ kN}$$

Rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru nivelul terasă (G_6) se compune din:

- greutatea plăcii B.A. (cf. tabel 1.6):

$$G_{pl} = g_{pl} \cdot \ell \cdot (L_1 + L_2) = 5,91 \cdot 5,70 \cdot 16,50 = 556 \text{ kN}$$
- greutatea grinzilor secundare (vezi 2.2):

$$G_{GS} = 7 \text{ buc} \cdot \ell \cdot g_{I30} = 7 \cdot 5,70 \cdot 0,542 = 22 \text{ kN}$$
- greutatea grinzii principale (vezi 3.2):

$$G_{GP} = (L_1 + L_2) \cdot g_{GP} = 16,50 \cdot 0,91 = 15 \text{ kN}$$
- încărcări variabile gravitaționale (cf. tabel 1.6):

$$G_{var} = q_{var} \cdot \ell \cdot (L_1 + L_2) = 0,52 \cdot 5,70 \cdot 16,50 = 49 \text{ kN}$$

Rezultă:

$$G_6 = G_{pl} + G_{GS} + G_{GP} + G_{var} = 556 + 22 + 15 + 49 = 642 \text{ kN}$$

Coeficientul de distribuție a forțelor seismice este:

$$\eta_{kl} = U_{kl} \frac{\sum_{k=1}^n G_k U_{kl}}{\sum_{k=1}^n G_k U_{kl}^2} = U_{kl} \frac{G_1(U_{11} + U_{21} + U_{31} + U_{41} + U_{51}) + G_6 \cdot U_{61}}{G_1(U_{11}^2 + U_{21}^2 + U_{31}^2 + U_{41}^2 + U_{51}^2) + G_6 \cdot U_{61}^2}$$

$$\eta_{kl} = U_{kl} \frac{602 \cdot (0,20 + 0,36 + 0,52 + 0,68 + 0,84) + 642 \cdot 1}{602 \cdot (0,20^2 + 0,36^2 + 0,52^2 + 0,68^2 + 0,84^2) + 642 \cdot 1^2} = U_{kl} \cdot 1,37$$

Determinarea forțelor seismice corespunzătoare fiecărui nivel este prezentată în tabelul 1.6.

Tabelul 1.6

Nivelul	G_k [kN]	U_{kl}	$\eta_{kl} = U_{kl} \cdot 1,37$	$c_{kl} = 1,0 \cdot 0,08 \cdot 2,5 \cdot 0,17 \cdot \eta_{kl}$	$S_{kl} = c_{kl} \cdot G_k$ [kN]
1	602	0,20	0.274	0.009	5.6
2	602	0,36	0.494	0.017	10.1
3	602	0,52	0.713	0.024	14.6
4	602	0,68	0.932	0.032	19.1
5	602	0,84	1.152	0.039	23.6
6	642	1,00	1.371	0.047	30

Forța seismică totală este:

$$S = \sum S_{kl} = 5,6 + 10,1 + 14,6 + 19,1 + 23,5 + 30 = 103 \text{ kN}$$

Observație:

Datorită faptului că greutatea stâlpilor este mică comparativ cu a celorlaltor elemente structurale, în evaluarea rezultantei încărcărilor gravitaționale corespunzătoare fiecărui nivel s-a neglijat aportul greutății proprii a stâlpilor.

În efectuarea calculului static pentru un cadru curent nu s-a ținut cont de efectul torsiunii.

2. PROIECTAREA GRINZII SECUNDARE

2.1. Evaluarea încărcărilor

Disponerea grinzilor secundare s-a făcut în funcție de partiul de arhitectură al etajului curent. Pentru dimensionare se va studia grinda secundară mai solicitată urmând ca pentru grinzile mai puțin solicitate să se adopte aceeași secțiune. Dimensiunile plăcilor de beton armat sunt 2,50x5,70 respectiv 3,00x5,70, cu următoarea grosime recomandată:

$$h_p \approx \frac{l_2}{35} = \frac{300}{35} = 8,6 \text{ cm}$$

Ținând cont de asigurarea confortului acustic (izolare la zgomotul de impact) se va adopta o grosime $h_p = 12 \text{ cm}$.

Evaluarea încărcărilor pe planșeu curent se va face luând în considerare următoarele încărcări:

- permanente:
 - o placa B.A.
 - o șapă
 - o parchet (mozaic)
- cvasipermanente:
 - o pereți despărțitori
- variabile:
 - o oameni și mobilier

2.2. Predimensionarea grinzilor secundare

Grinda secundară se va concepe sub forma unei grinzi simplu rezemate, cu deschiderea de 5,70 m, care va prelua încărcările plăcii de beton armat și greutate proprie (cca. 50 kg/m):

$$\begin{aligned} q &= 3,00 \text{ m} \cdot (433 + 120 + 420) \text{ daN/m}^2 + 50 \text{ daN/m} \\ &= 3,00 \text{ m} \cdot 973 \text{ daN/m}^2 + 50 \text{ daN/m} = 2919 + 50 = 2969 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{29,7 \cdot 5,70^2}{8} = 120,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rezultă:

$$W_{\text{nec}} = \frac{M}{R} = \frac{120,6 \cdot 10^4}{2100} = 574 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{se alege I30 cu } W = 653 \text{ cm}^3 \text{ (G = 54,2 kg/m)}$$

2.3. Verificarea grinzilor secundare

2.3.1. Verificarea de rezistență (SLU)

Încărcările pe grinda secundară sunt:

$$q_c = 2919 + 1,1 \cdot 54,2 \approx 2978 \text{ daN/m}$$

În urma efectuării calcului static rezultă:

$$\text{- reacțiunea grinzii secundare: } R' = \frac{q_c \cdot \ell}{2} = \frac{2978 \cdot 5,70}{2} = 8487 \text{ daN}$$

$$\text{- momentul încovoietor maxim: } M = \frac{q_c \cdot \ell^2}{8} = \frac{29,8 \cdot 5,70^2}{8} = 121 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se calculează efortul σ , care se compară cu rezistența oțelului:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{121 \cdot 10^4}{653} = 1853 \text{ daN/cm}^2 < R = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

2.3.2. Verificarea deformației (SLEN)

Se calculează săgeata maximă (la mijlocul deschiderii) din încărcări normate (fig. 2.1) și se compară cu săgeata maximă admisibilă:

$$q_n = 3,00 \cdot (381 + 100 + 300) + 54,2 = 2343 + 54,2 = 2397 \text{ daN/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_n \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{23,97 \cdot 570^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 9800} = 1,60 \text{ cm} < f_a = \frac{1}{250} = \frac{570}{250} = 2,28 \text{ cm}$$

În urma efectuării analizei statice folosind programul AXIS a rezultat următoarea deformată:

Reacțiunea $R' = 6831 \text{ daN}$

Linear Analysis	
Case	: ST1
E (W)	: 3,28 E-16
E (P)	: 3,28 E-16
E (Eq)	: 4,44 E-16
Comp.	: eZ [mm]

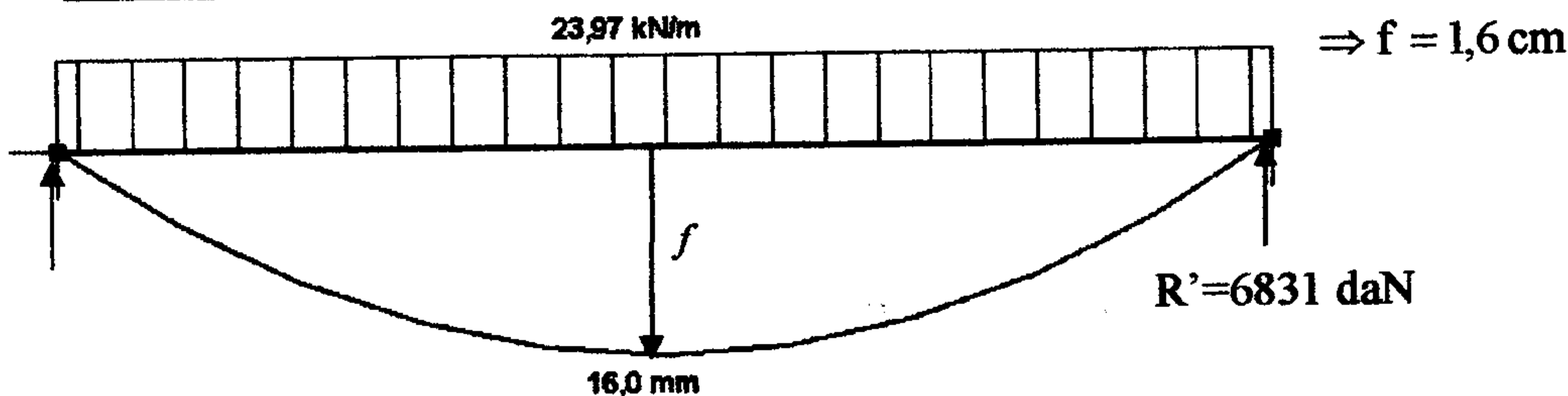


Fig. 2.1

Observație:

Valoarea încărcării de calcul pentru ultimul nivel este:

$$q_c = 3,00 \text{ m} \cdot (708 + 153) \text{ daN/m}^2 + 1,1 \cdot 54 \text{ daN/m}$$

$$= 3,00 \text{ m} \cdot 861 \text{ daN/m}^2 + 59 \text{ daN/m} = 2583 + 59 = 2642 \text{ daN/m}$$

Datorită faptului că grinda secundară corespunzătoare planșeului terasă este mai puțin solicitată ca și grinda secundară curentă ($2642 < 2978$) aceasta se va alege cu secțiunea transversală identică cu a grinzii secundare curente.

3. PREDIMENSIONAREA GRINZLOR PRINCIPALE

Cele două tipuri de grinzi principale se vor realiza în soluție de grindă cu inimă plină, dublu încastrată. Pentru ușurarea calcului se va adopta aceeași secțiune transversală, determinată funcție de încărcările grinzii mai solicitate ($L=9,00$ m).

3.1. Evaluarea încărcărilor și efectuarea calculului static al grinzilor

Încărcările pe grinda principală sunt greutatea proprie și reacțiunile grinzilor secundare (fig. 3.1):

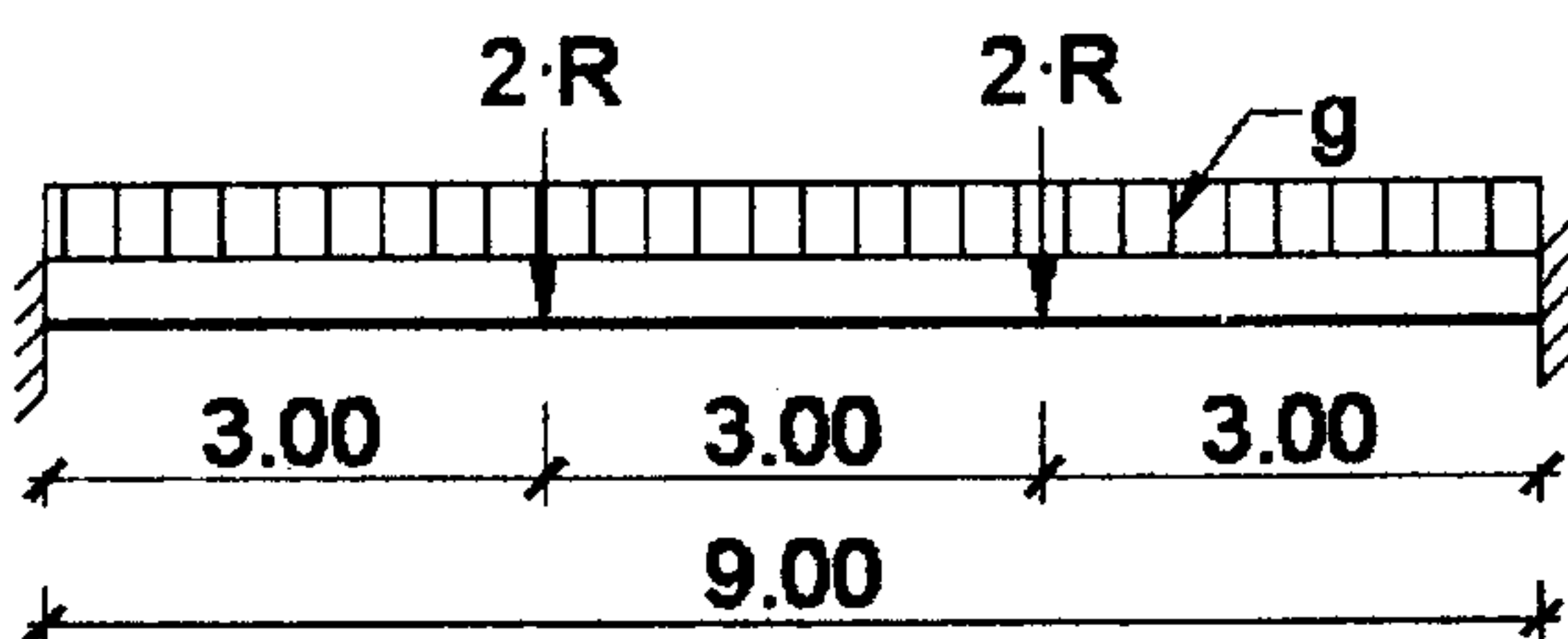


Fig. 3.1

$$2 \cdot R = 2 \cdot 8487 = 16974 \text{ daN}$$

În urma efectuării calcului static a rezultat următoarea diagramă a momentului încovoietor (fig. 3.2):

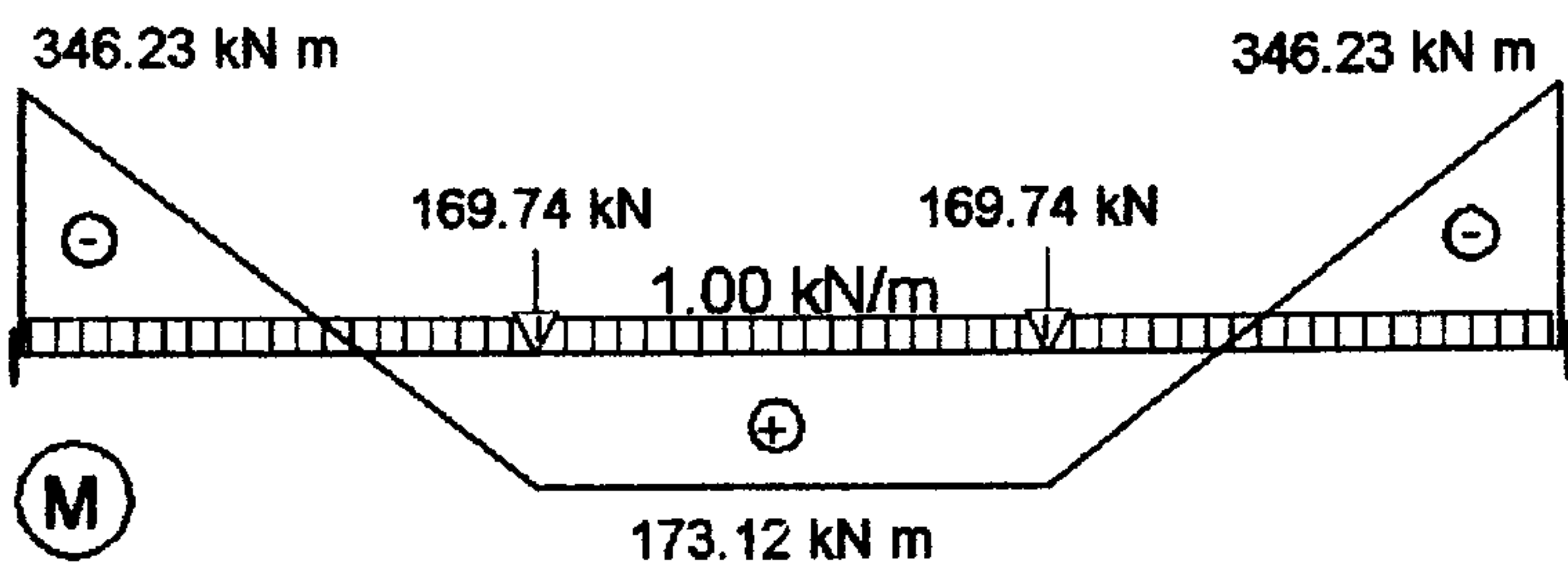


Fig. 3.2

$$W_{\text{nec}} = \frac{346,23 \cdot 10^4}{2100} = 1649 \text{ cm}^3$$

Observații:

1. Se apreciază greutatea proprie a grinzii principale $g = 100 \text{ kg/m}$.
2. Efectuarea calcului static automatizat impune inițializarea unei secțiuni fiecărui element de tip bară. Întrucât în trasarea diagramei momentului încovoietor nu intervin caracteristicile secțiunii (A , I , W , ...) pentru *predimensionare* se poate alege orice formă de secțiune.

3.2. Predimensionarea grinzilor principale

Relațiile de predimensionare au un caracter orientativ, determinarea dimensiunilor finale rezultând după efectuarea verificărilor de rezistență și a deformațiilor.

Pentru a ajunge la o secțiune economică se recomandă utilizarea următoarelor indicații:

$$t_i = 8 \text{ mm}$$

$$h_{\text{optim}} = (1,15 \dots 1,2) \sqrt{\frac{W_{\text{nec}}}{t_i}} = 1,20 \sqrt{\frac{1649}{0,8}} = 54,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{se alege } h = 550 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h = (110 \dots 183) \Rightarrow \text{se alege } b = 180 \text{ mm}$$

$$t = (2 \dots 3) t_i = 2,5 \cdot 8 = 20 \text{ mm}$$

Pe baza valorilor obținute s-a alcătuit secțiunea prezentată în figura 3.3, cu următoarele caracteristici:

$$A = 116 \text{ cm}^2$$

$$G = 116 \cdot 0,785 = 91 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 69598 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{69598}{29,5} = 2359 \text{ cm}^3$$

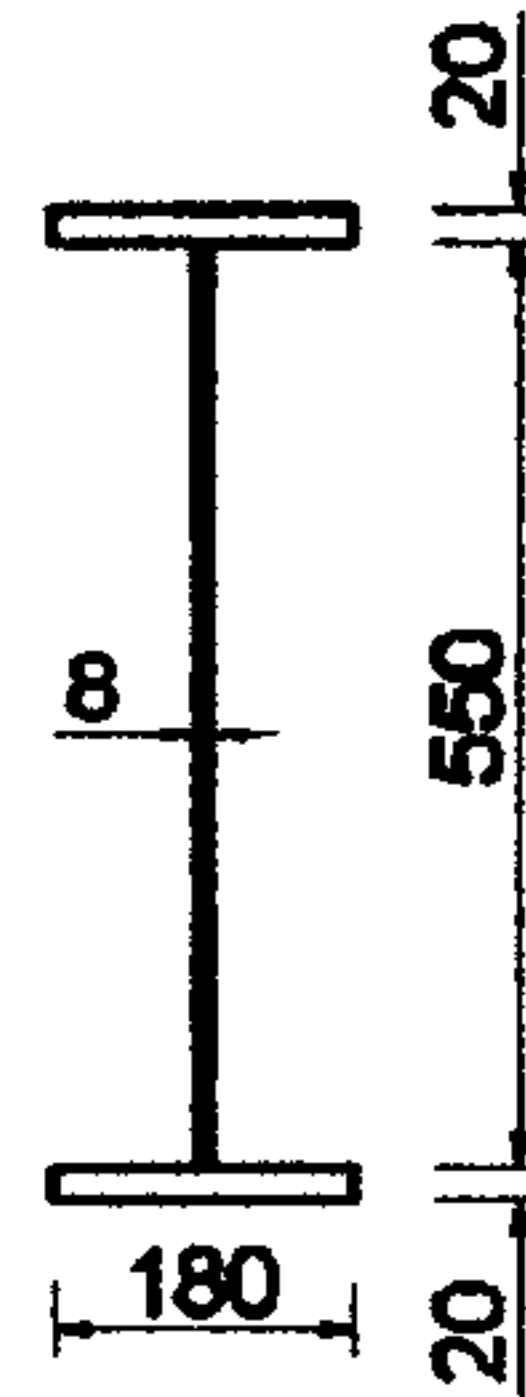


Fig. 3.3

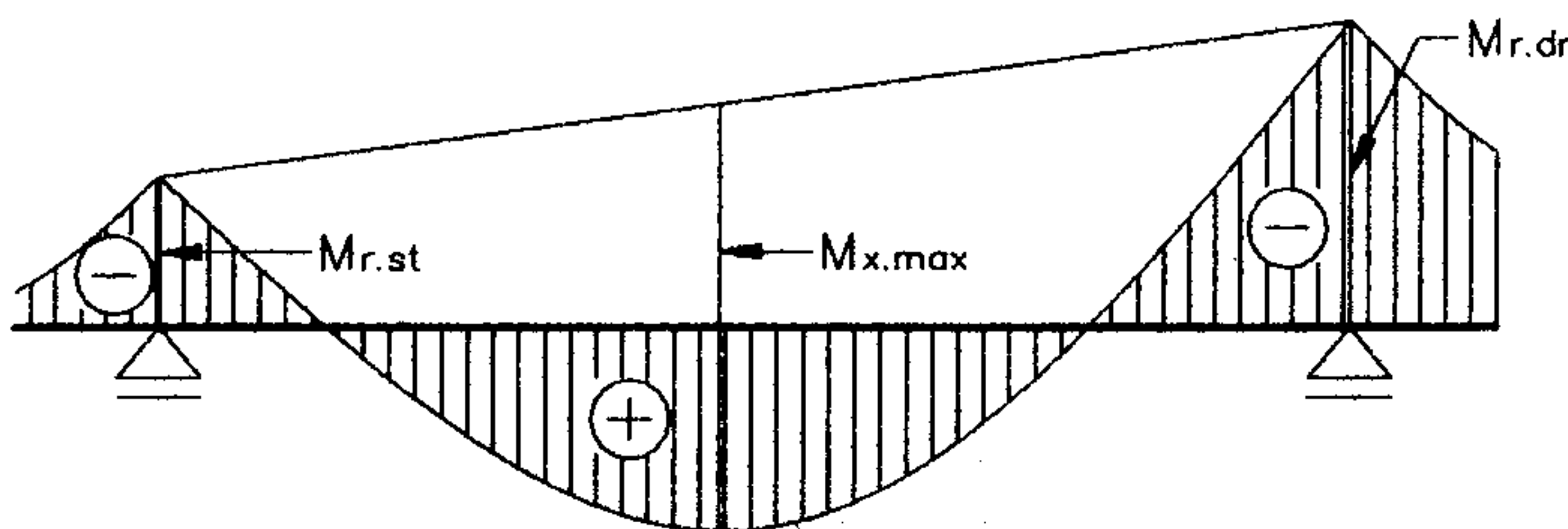
Ținând cont de diagrama momentului încovoietor (prezentată în fig. 3.2), pe baza evaluării săgeții maxime, se determină momentul de inerție necesar al secțiunii și se compară cu valoarea rezultată în urma predimensionării:

$$f = \left(\frac{M_{x.\max}}{1,2} - M_{r.\text{med}} \right) \cdot \frac{L^2}{8 \cdot E \cdot I} \rightarrow I_{\text{nec}} = \frac{L^2 \left(\frac{M_{x.\max}}{1,2} - M_{r.\text{med}} \right)}{f_{\text{adm}} \cdot 8 \cdot E}$$

unde:

- f_{adm} - săgeata maximă admisibilă: $f_{\text{adm}} = \frac{L}{350} = \frac{900}{350} = 2,57 \text{ cm}$

- $M_{x.\max}$ și $M_{r.\text{med}}$ se iau conform fig 3.4



$$M_{r.\text{med}} = \frac{M_{r.\text{st}} + M_{r.\text{dr}}}{2}$$

Fig. 3.4

În urma efectuării înlocuirilor rezultă:

$$I_{\text{nec}} = \frac{900^2 \left(\frac{(246 + 173) \cdot 10^4}{1,2} - 246 \cdot 10^4 \right)}{2,57 \cdot 8 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 19354 \text{ cm}^3 < I_{\text{efectiv}} = 69598 \text{ cm}^3$$

(predimensionarea se face din conditia de rezistență).

4. PREDIMENSIONAREA STÂLPILOR

4.1. Considerente teoretice

Se va face predimensionarea stâlpului central și a unui stâlp marginal al cadrului din axul 2. Predimensionarea se va face la forțe verticale care provin din reacțiunile grinzilor principale și a grinzilor secundare, și la forțe orizontale provenite din gruparea cea mai defavorabilă (forțe provenite din vânt sau din seism). Stâlpii cadrului sunt bare sollicitate la compresiune și încovoiere.

Pentru stâlpii cadrului se vor alege secțiuni I alcătuite, simetrice.

→ Dimensionarea secțiunilor I simetrice sollicitate la compresiune cu încovoiere se poate face parcurgând următoarele etape:

- stabilirea efortului axial N și a momentului încovoiator M ;
- se propun:
 - marca oțelului R ;
 - înălțimea inimii b_1 ;
- se stabilește grosimea inimii:

$$t_1 \approx \frac{b_1}{100}$$

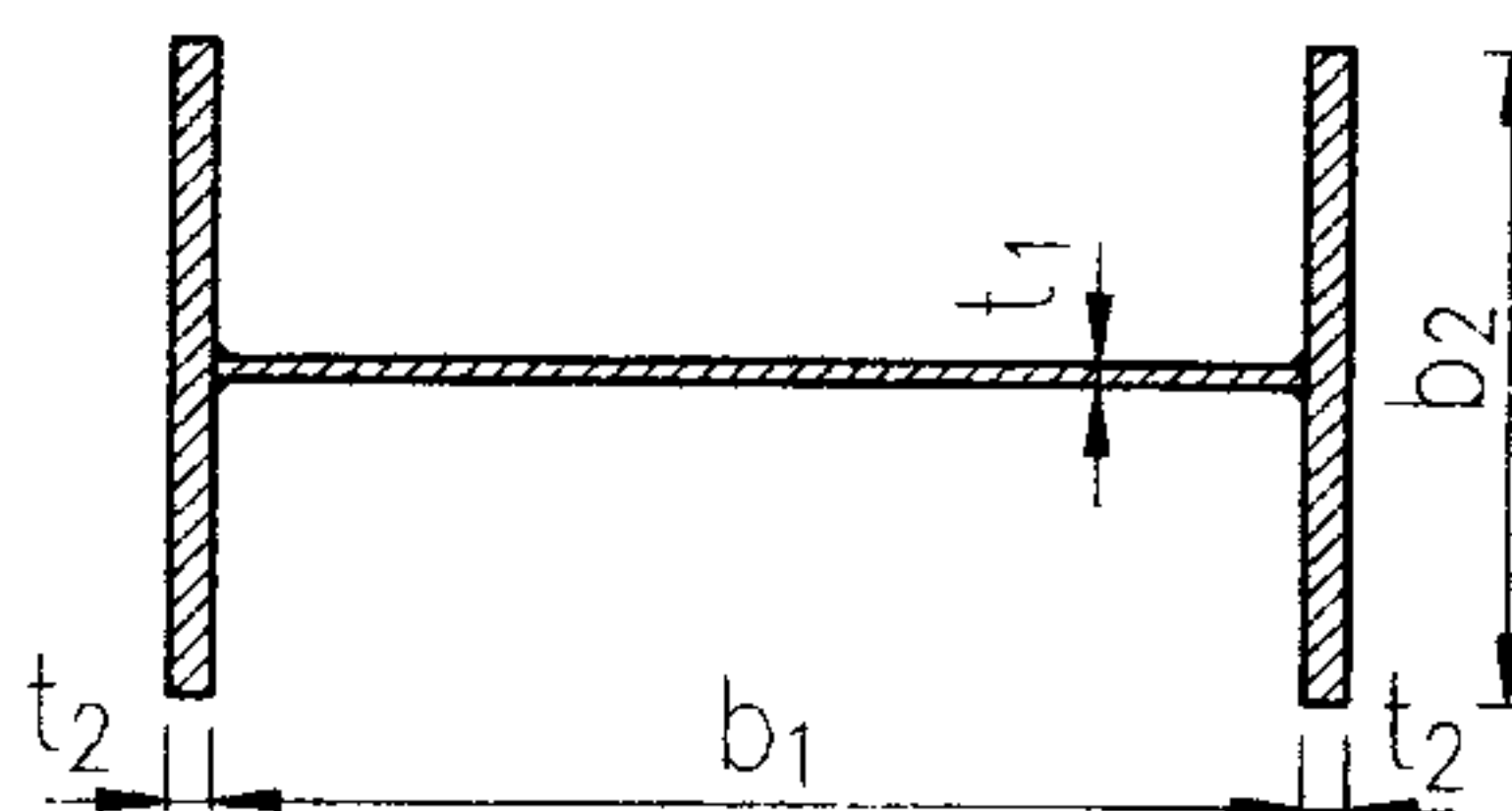


Fig. 4.1

- se calculează coeficienții:

$$\circ \quad b = \frac{N}{R \cdot t_1 \cdot b_1}$$

$$\circ \quad d = 6,15 \cdot \frac{M}{b_1 \cdot N}$$

$$\circ \quad r = 4 - 3 \cdot b - b \cdot d$$

$$\circ \quad s = 1 - b - b \cdot d$$

- se calculează coeficientul de distribuție al materialului secțiunii:

$$\circ \quad \beta = \frac{-r \pm \sqrt{r^2 - 12 \cdot s}}{6} \quad (\text{se reține valoarea pozitivă})$$

- se propune $t_2 \geq t_1$

- se calculează: $b_2 = \frac{\beta \cdot t_1 \cdot b_1}{2 \cdot t_2}$

- se verifică: $b_2 \leq 30 \cdot t_2$

(în cazul când nu este satisfăcută această condiție, se mărește t_2 și se recalculează b_2).

Pentru dimensionarea stâlpilor raportul dintre momentele de inerție se alege:

$$\frac{I_m}{I_c} = 0,7 \dots 0,8 \Rightarrow \frac{I_m}{I_c} = 0,75$$

unde:

I_m - momentul de inerție pentru stâlpul marginal;

I_c - momentul de inerție pentru stâlpul central.

Forța tăietoare preluată de către stâlpii nivelului parter F_1 se va distribui celor doi stâlpi marginali și stâlpului central rezultând:

$$F_1 = \max \begin{cases} \sum_{i=1}^6 W_{\text{seism},i} \\ \sum_{i=1}^6 W_{\text{vant},i} \end{cases} = F_m + F_c + F_m$$

unde:

F_1 - forța tăietoare totală la nivelul planșeului peste parter;

$W_{\text{seism},i}$ - forța seismică la nivelul i ;

$W_{\text{vant},i}$ - forța provenită din acțiunea vântului concentrată la nivelul i ;

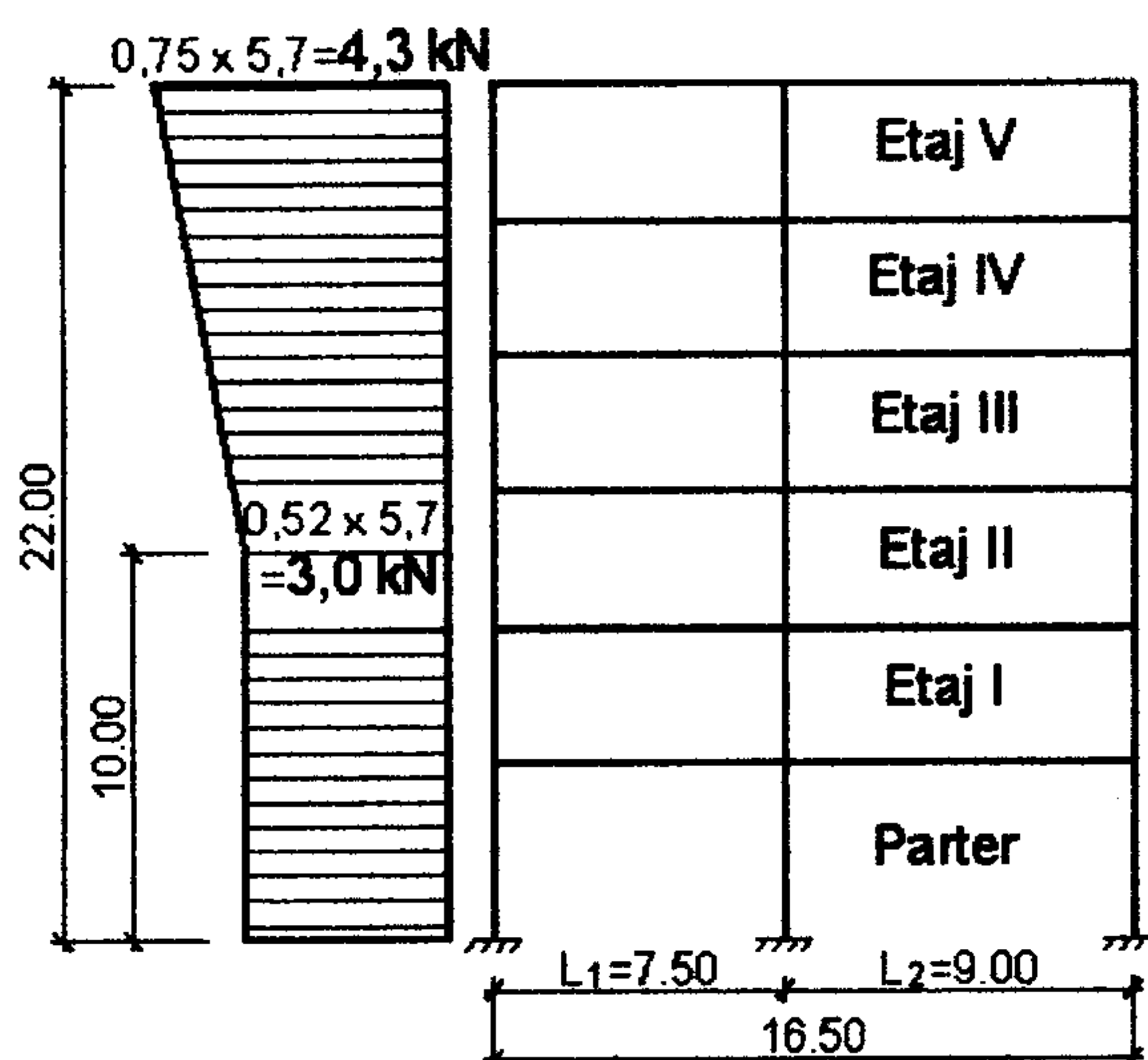
F_m - forța tăietoare preluată de stâlpul marginal:

$$F_m = F_1 \cdot \frac{I_m}{I_m + I_c + I_m}$$

F_c - forța tăietoare preluată de stâlpul central.

În urma evaluării forței seismice și a acțiunii vântului rezultă (fig. 4.2):

A. Diagrama acțiunii vântului



B. Distribuția forței seismice

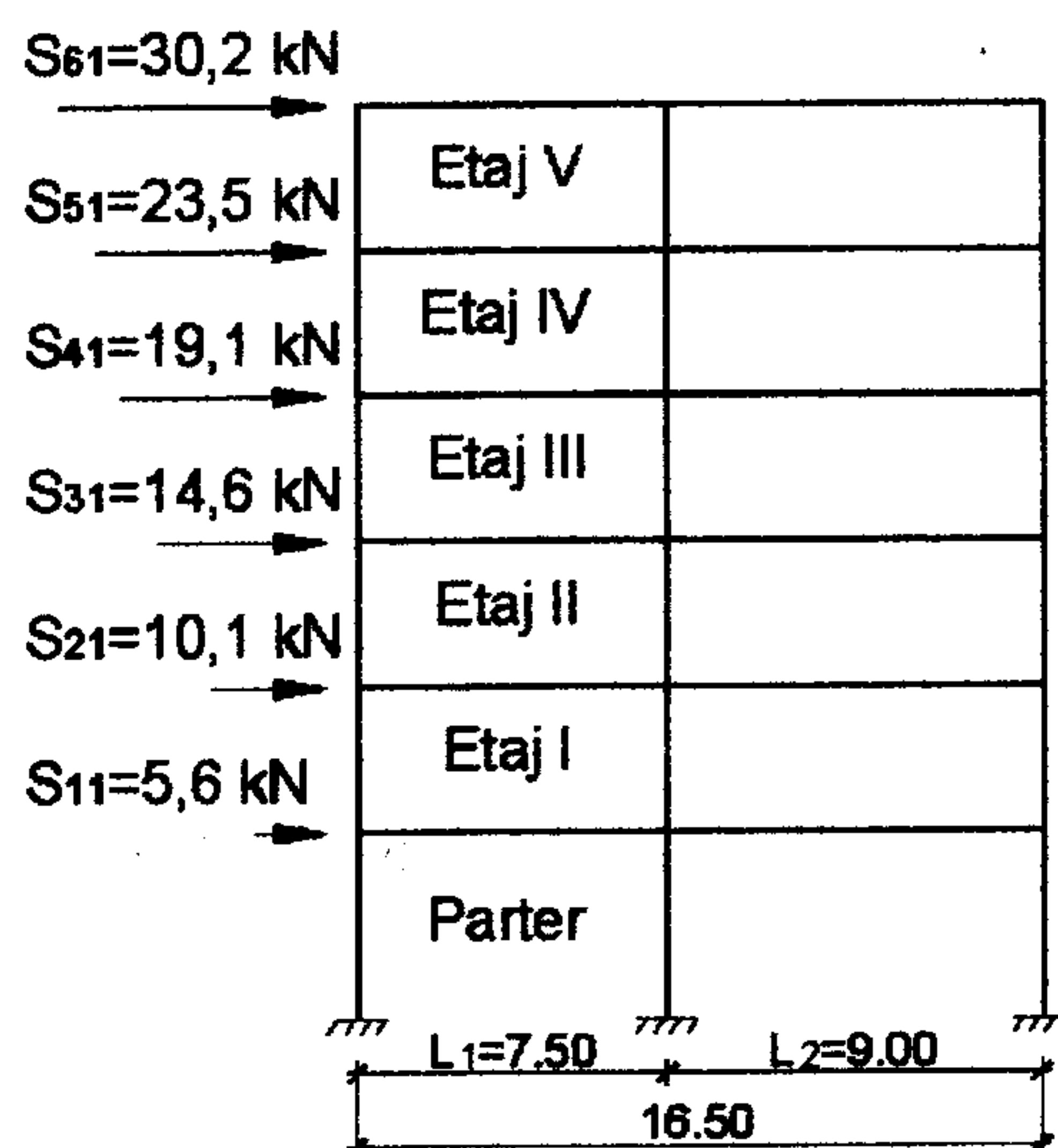


Fig. 4.2

$$F_1 = \max \begin{cases} 3,0 \cdot 22 + \frac{12 \cdot (4,3 - 3,0)}{2} = 66 + 7,8 = 73,8 \text{ kN} \\ 5,6 + 10,1 + 14,6 + 19,1 + 23,5 + 30,2 = 103 \text{ kN} \end{cases} = 103 \text{ kN}$$

$$F_1 = 103 \text{ kN} = 2 \cdot F_m + F_c$$

$$F_m = F_1 \cdot \frac{I_m}{I_m + I_c + I_m} = F_1 \cdot \frac{0,75 \cdot I_c}{2 \cdot 0,75 \cdot I_c + I_c} = F_1 \cdot \frac{0,75}{2,5} = 103 \cdot 0,3 = 31 \text{ kN}$$

$$F_c = F_1 - 2 \cdot F_m = 103 - 2 \cdot 31 = 41 \text{ kN}$$

Calculul momentelor încovoietoare din stâlpi admite puncte de inflexiune ($M=0$) la mijlocul stâlpilor (pentru stâlpii încadrați în fundație, la parter punctul de inflexiune se găsește la $2/3$ din înălțimea măsurată de la nivelul fundației, fig. 4.3):

$$M_m = F_m \cdot \frac{2}{3} h_p = 31 \cdot \frac{2}{3} 4,5 = 93 \text{ kNm}$$

$$M_c = F_c \cdot \frac{2}{3} h_p = 41 \cdot \frac{2}{3} 4,5 = 123 \text{ kNm}$$

unde:

M_m – momentul încovoietor corespunzător stâlpului marginal;

M_c – momentul încovoietor corespunzător stâlpului central.

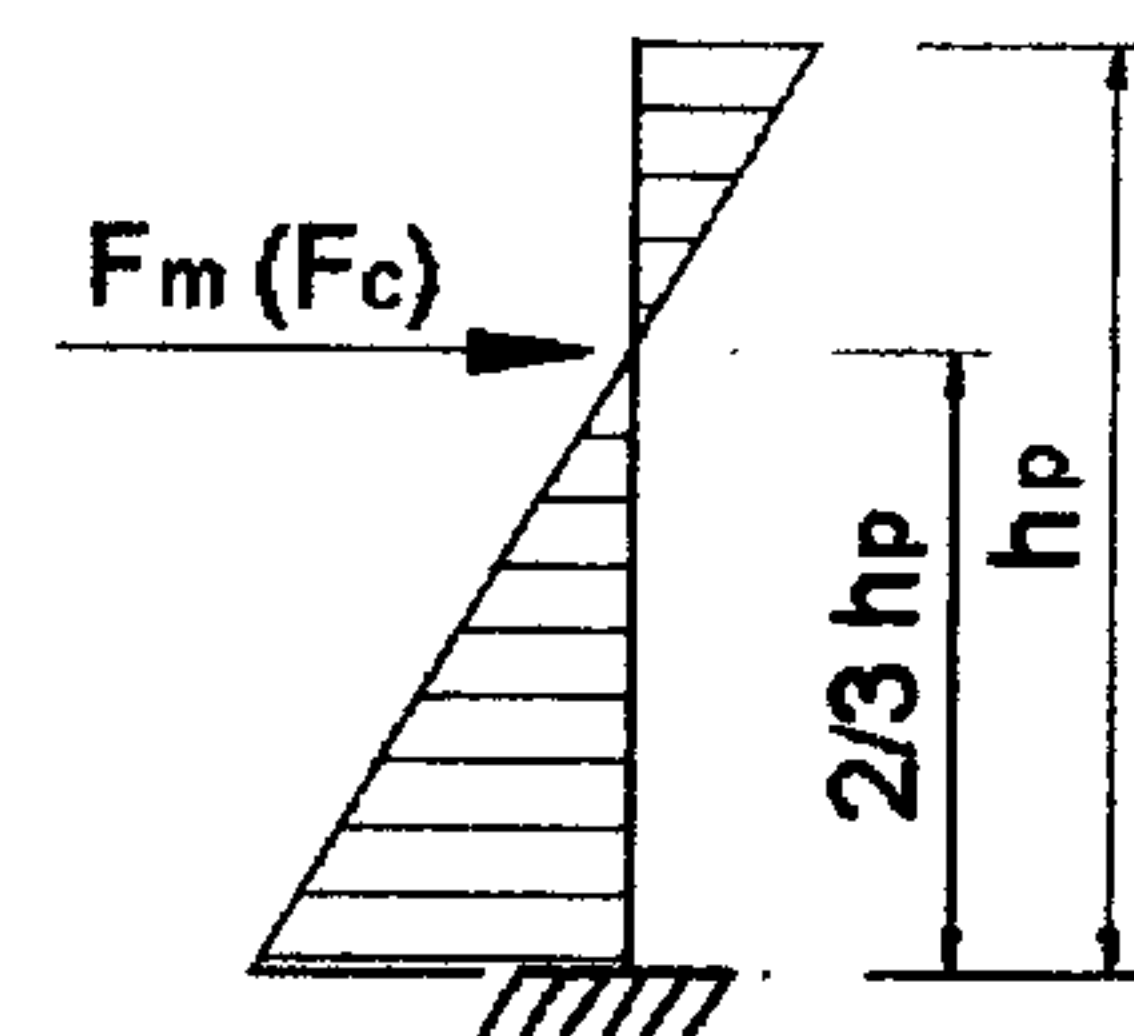


Fig. 4.3

4.2. Predimensionarea stâlpului central

Efortul axial de compresiune la baza stâlpului central poate fi evaluat aproximativ folosind relația (se consideră greutatea proprie a stâlpului aproximativ 5% din valoarea efortului de compresiune):

$$N_c = 1,05 \left[5 \cdot 1 \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \cdot g_{\text{planseu}}^c + 1 \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \cdot g_{\text{terasa}}^c + \right. \\ \left. + 6 \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \cdot g_{\text{GP}}^c + 6 \cdot 3 \cdot 1 \cdot g_{\text{GS}}^c \right] = \\ = 1,05 \left[5 \cdot 5,7 \cdot \frac{16,50}{2} \cdot (4,33 + 1,2 + 4,2) + 5,7 \cdot \frac{16,50}{2} \cdot (7,08 + 1,96) + \right. \\ \left. + 6 \cdot \frac{16,50}{2} \cdot 1,1 \cdot 0,91 + 6 \cdot 3 \cdot 5,70 \cdot 1,1 \cdot 0,54 \right] = \\ = 1,05 [2288 + 425 + 50 + 61] = 1,05 \cdot 2824 = 2965 \text{ kN}$$

Pentru determinarea dimensiunilor se parcurg următoarele etape:

- se propune:

○ OL 37 $R = 2100 \text{ daN/cm}^2$

○ $b_1 = 500 \text{ mm}$

- $t_1 \approx \frac{b_1}{100} \dots \frac{b_1}{50} \Rightarrow$ se alege $t_1 = 10 \text{ mm}$

- se calculează:

○ $b = \frac{296500}{2100 \cdot 1 \cdot 50} = 2,82$

$d = 6,15 \cdot \frac{123}{0,50 \cdot 2965} = 0,51$

○ $r = 4 - 3 \cdot 2,82 - 2,82 \cdot 0,51 = -5,90$

$s = 1 - 2,82 - 2,82 \cdot 0,51 = -3,26$

- $\beta = \frac{5,90 \pm \sqrt{5,90^2 - 12(-3,26)}}{6} = \frac{5,90 \pm 8,60}{6} = 2,42 > 0$

- se propune: $t_2 = 14 \text{ mm}$

- se calculează: $b_2 = \frac{2,42 \cdot 0,01 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,014} = 0,43 \text{ m}$

- relația: $0,43 \leq 30 \cdot 0,014 = 0,42$ nu este

satisfăcută $\Rightarrow t_2 = 16 \text{ mm} \Rightarrow b_2 = 0,44$

$0,44 < 30 \cdot 0,016 = 0,48$

În urma efectuării etapelor de predimensionare a rezultat secțiunea cu următoarele caracteristici (fig. 4.4):

$A = 190,8 \text{ cm}^2$

$I_x = 104167 \text{ cm}^4$

$I_y = 22720 \text{ cm}^4$

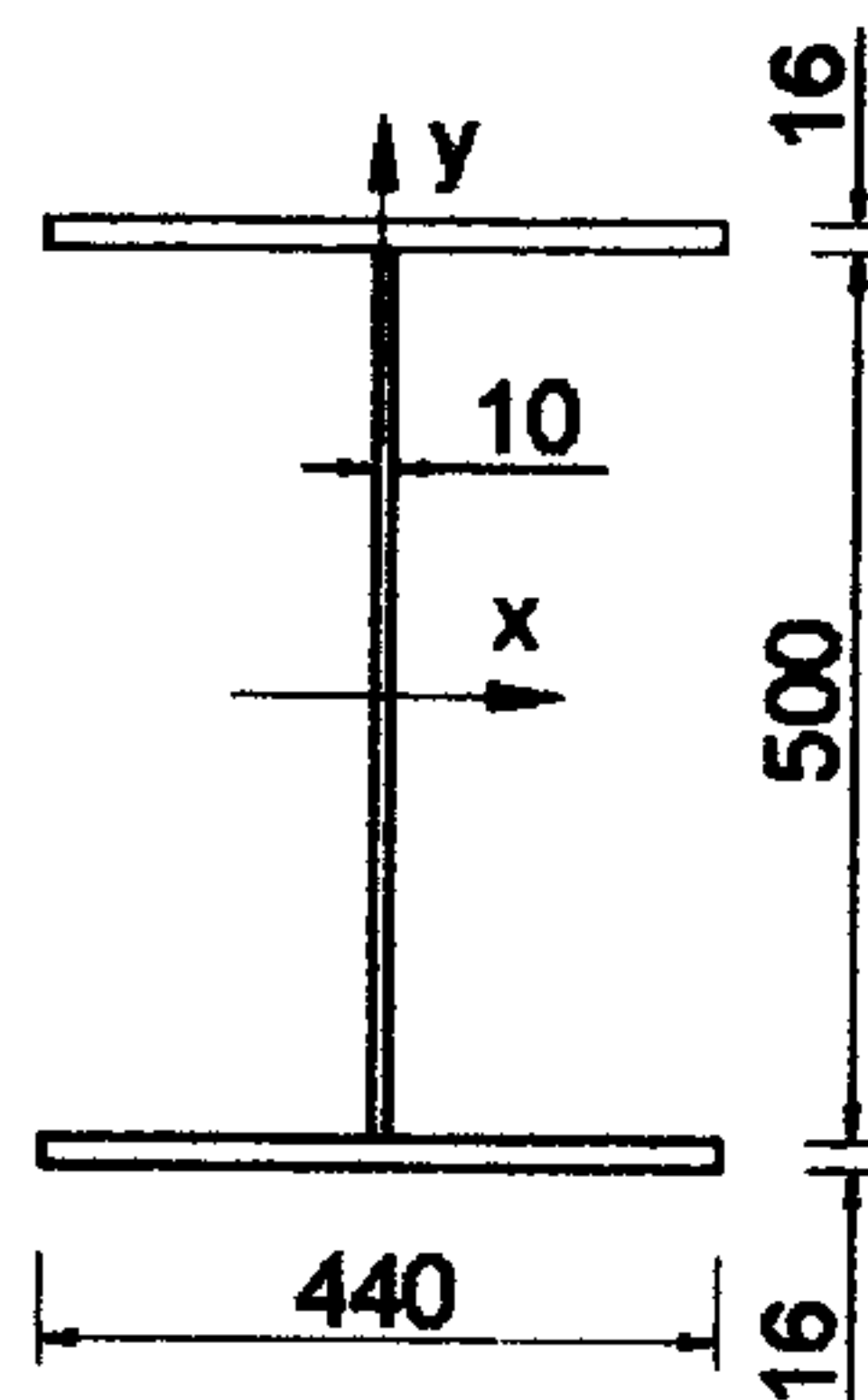


Fig. 4.4

4.3. Predimensionarea stâlpului marginal

Efortul axial de compresiune la baza stâlpului marginal (din axul C) poate fi evaluat aproximativ folosind relația:

$$N_m = 1,05 \left[5 \cdot 1 \cdot \frac{L_2}{2} \cdot g_{\text{plaseu}}^c + 1 \cdot \frac{L_2}{2} \cdot g_{\text{terasa}}^c + 6 \cdot \frac{L_2}{2} \cdot g_{\text{GP}}^c + 6 \cdot 2 \cdot 1 \cdot g_{\text{GS}}^c \right] =$$

$$= 1,05 \left[5 \cdot 5,7 \cdot \frac{9,0}{2} \cdot (4,33 + 1,2 + 4,2) + 5,7 \cdot \frac{9,0}{2} \cdot (7,08 + 1,96) + 6 \cdot \frac{9,0}{2} \cdot 1,1 \cdot 0,91 \right] =$$

$$+ 6 \cdot 2 \cdot 5,70 \cdot 1,1 \cdot 0,54$$

$$= 1,05 [1248 + 232 + 27 + 41] = 1,05 \cdot 1548 = 1625 \text{ kN}$$

Pentru determinarea dimensiunilor se parcurg etapele:

- se propune:
 - o OL 37 $R=2100 \text{ daN/cm}^2$
 - o $b_1 = 400 \text{ mm}$
- $t_1 \approx \frac{b_1}{100} \dots \frac{b_1}{50} \Rightarrow$ se alege $t_1 = 10 \text{ mm}$
- se calculează:
 - o $b = \frac{162500}{2100 \cdot 1 \cdot 40} = 1,93$
 - o $d = 6,15 \cdot \frac{93}{0,40 \cdot 1625} = 0,88$
 - o $r = 4 - 3 \cdot 1,93 - 1,93 \cdot 0,88 = -3,49$
 - o $s = 1 - 1,93 - 1,93 \cdot 0,88 = -2,63$
- $\beta = \frac{3,49 \pm \sqrt{3,49^2 - 12(-2,63)}}{6} = \frac{3,49 \pm 6,61}{6} = 1,68 > 0$
- se propune: $t_2 = 14 \text{ mm}$
- se calculează: $b_2 = \frac{1,68 \cdot 0,01 \cdot 0,4}{2 \cdot 0,014} = 0,24 \Rightarrow b_2 = 0,30 \text{ m}$
- se verifică: $0,30 \leq 30 \cdot 0,014 = 0,42$

În urma efectuării etapelor de predimensionare a rezultat secțiunea cu următoarele caracteristici (fig. 4.5):

$$A = 124 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 41340 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 6303 \text{ cm}^4$$

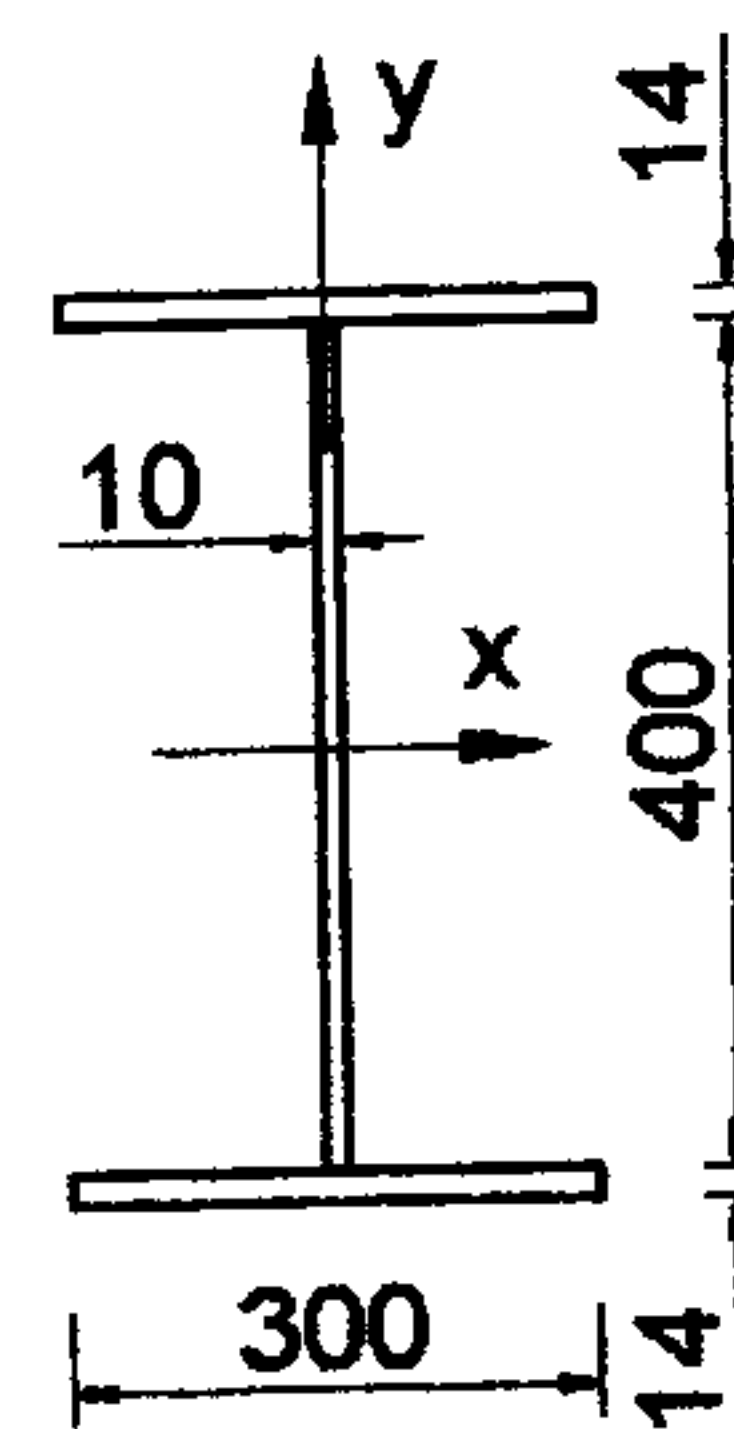


Fig. 4.5

5. CALCULUL STATIC AL CADRULUI CURENT

5.1. Gruparea încărcărilor

Calculul elementelor și structurilor de construcții la diferite stări limită, se face conform STAS 10101/0A-77 (tabelul 5.1), luând în considerare combinațiile defavorabile, practic posibile ale încărcărilor:

Tabelul 5.1

Nr. crt.	Stări limită la care se face verificarea		Grupări de încărcări		Observații
			fundamentale	speciale	
1.	SLU	de rezistență și stabilitate	$\sum n_i P_i + n_g \sum n_i V_i$	$\sum P_i + \sum n_i^d V_i + E_1$	$n_i=1, 1...1, 3$ înc. perm $n_g=1$ vânt (zăpadă) $n_g=0,9$ vânt+zăpadă $n_i=\gamma_F=1,2$ vânt $n_i=\gamma_F=0,66$ zăpadă
2		de oboseala	-		
3	SLEN	Verif. cu înc. totale de expl.	$\sum P_i + n_g \sum V_i$	-	$n_i^d = \gamma_1 = 0,3$ vânt $n_i^d = \gamma_1 = 0,3$ zăpadă
4		Verif. cu fracțiuni de lungă durată ale înc.	$\sum P_i + \sum n_i^d V_i$		

5.2. Determinarea reacțiunilor grinzii secundare

$$R' = \frac{q \cdot \ell}{2} = \frac{q \cdot 5,70\text{m}}{2}$$

• Grinda secundară curentă

Gruparea fundamentală	Gruparea specială
Grinda se consideră solicitată de încărcările provenite din (cf. tab. 1.5): -greutate proprie - $g = 54,2 \cdot 1,1 = 60 \text{ daN/m}$ -permanente+pereți desp. $q = (433 + 120) \cdot 3 = 1660 \text{ daN/m}$ Rezultă: $R = \frac{(60 + 1660) \cdot 5,70}{2} = 4902 \text{ daN}$	$g = 54,2 \text{ daN/m}$ $q = (381 + 100) \cdot 3 = 1443 \text{ daN/m}$ $R = \frac{(54,2 + 1443) \cdot 5,70}{2} = 4267 \text{ daN}$
Reacțiunile grinzii secundare solicitată de acțiunile variabile sunt (cf. tab. 1.5): $P = \frac{(420 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 3591 \text{ daN}$	$P = \frac{(120 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 1026 \text{ daN}$

Notă: Reacțiunile grinzilor secundare marginale se pot considera aproximativ egale cu jumătate din reacțiunile grinzilor secundare curente.

• **Grinda secundară de acoperiș**

Gruparea fundamentală	Gruparea specială
Grinda se consideră solicitată de încărcările provenite din (cf. tab. 1.6):	
-greutate proprie - $g = 54,2 \cdot 1,1 = 60 \text{ daN/m}$	$g = 54,2 \text{ daN/m}$
-permanente (placă B.A.+straturi) $q = 708 \cdot 3 = 2124 \text{ daN/m}$	$q = 591 \cdot 3 = 1773 \text{ daN/m}$
Rezultă:	
$R' = \frac{(60 + 2124) \cdot 5,70}{2} = 6224 \text{ daN}$	$R' = \frac{(54,2 + 1773) \cdot 5,70}{2} = 5208 \text{ daN}$
Reacțiunile grinzii secundare solicitată de acțiunile variabile utile sunt (cf. tab. 1.5):	
$P' = \frac{(105 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 900 \text{ daN}$	$P' = \frac{(30 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 256 \text{ daN}$
Reacțiunile grinzii secundare solicitată de acțiunile variabile din zăpadă sunt (cf. tab. 1.5):	
$Z = \frac{(48 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 410 \text{ daN}$	$Z = \frac{(22 \cdot 3) \cdot 5,70}{2} = 188 \text{ daN}$

5.3. Stabilirea ipotezelor de încărcare în gruparea fundamentală

Se definesc următoarele ipoteze de încărcare (**valori de calcul**):

- IP1 Cadrul solicitat de acțiunile permanente
- IP2 Cadrul supus la acțiunea vântului din partea stângă
- IP3 Cadrul supus la acțiunea vântului din partea dreaptă
- IP4 Cadrul solicitat de încărcările utile (schema 1 de încărcare)
- IP5 Cadrul solicitat de încărcările utile (schema 2 de încărcare)
- IP6 Cadrul solicitat de încărcările utile (schema 3 de încărcare)
- IP7 Cadrul solicitat de încărcările utile (schema 4 de încărcare)
- IP8 Cadrul solicitat de încărcările utile (schema 5 de încărcare)
- IP9 Cadrul supus la acțiunea zăpezii

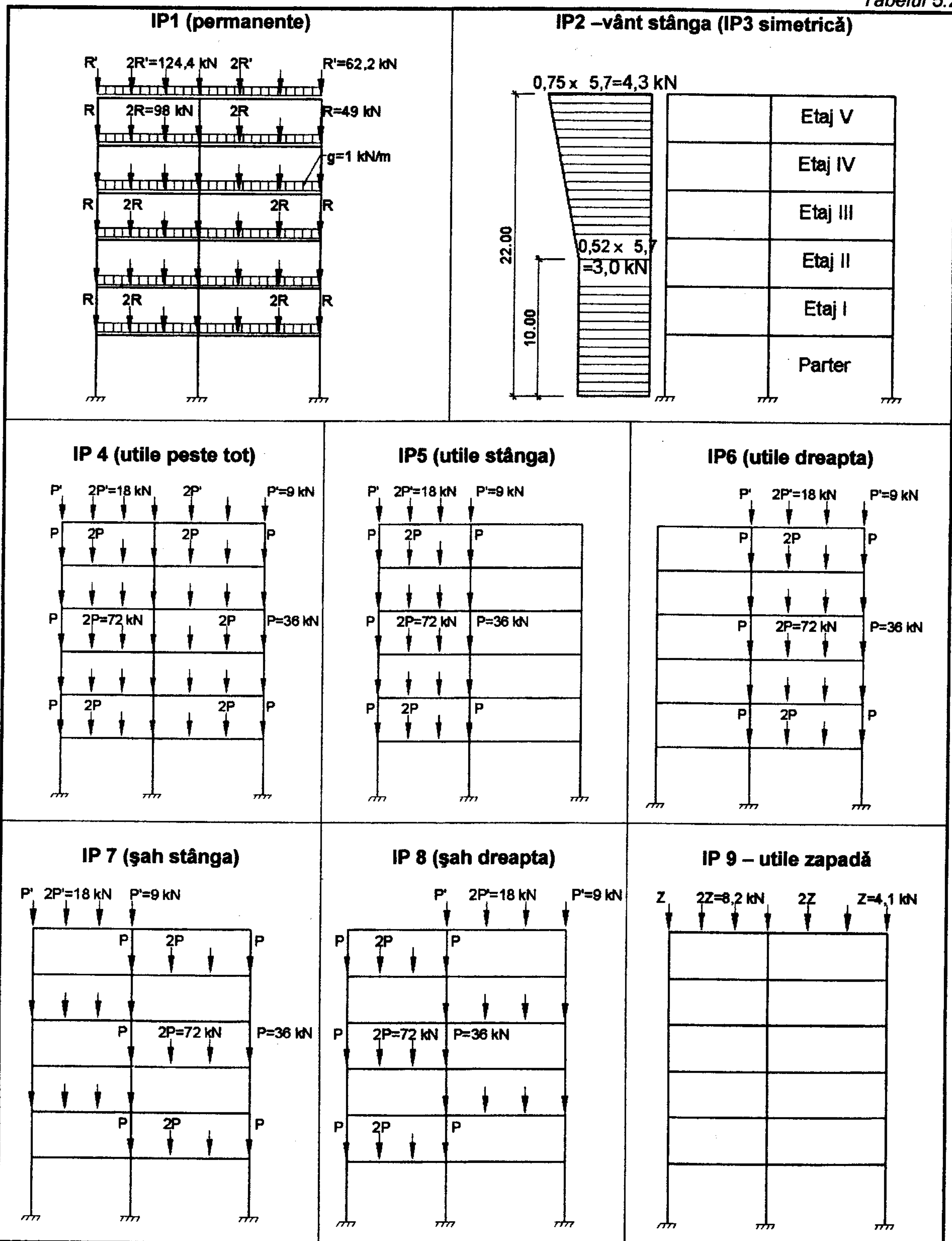
5.4. Stabilirea ipotezelor de încărcare în gruparea specială

Se definesc următoarele ipoteze de încărcare (**valori de lungă durată**):

- IP10 Cadrul solicitat de acțiunile permanente
permanente + utile "peste tot" + zăpadă
- IP11 Cadrul supus la acțiunea SEISMULUI stânga
- IP12 Cadrul supus la acțiunea SEISMULUI dreapta

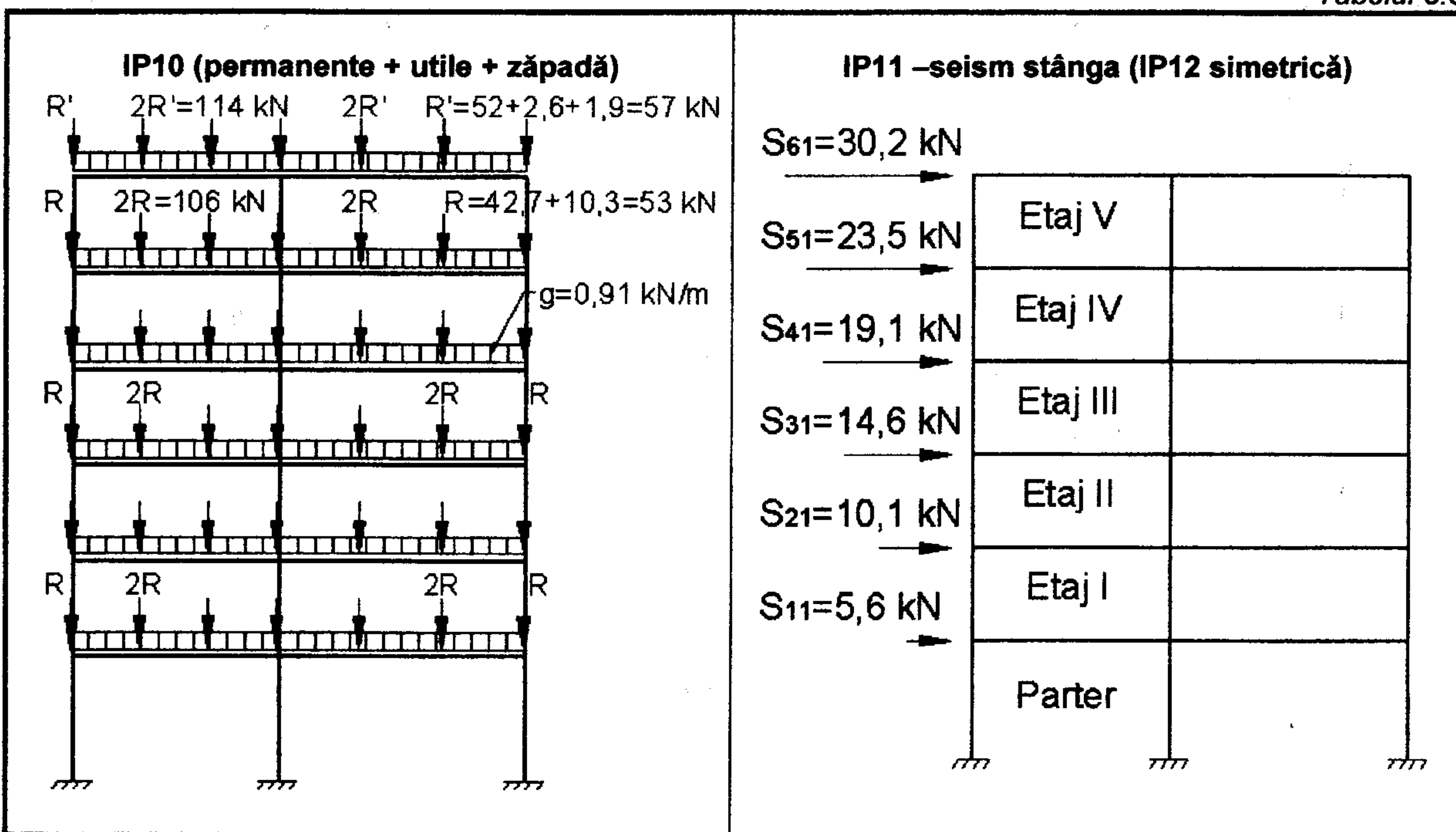
În tabelul 5.2 sunt prezentate grafic ipotezele de încărcare corespunzătoare grupării fundamentale.

Tabelul 5.2



În tabelul 5.3 sunt prezentate grafic ipotezele de încărcare corespunzătoare grupării speciale.

Tabelul 5.3



5.5. Combinațiile încărcărilor

Gruparea fundamentală

permanente + $n_g \cdot \text{vânt}$ + $n_g \cdot \text{utile}$ + $n_g \cdot \text{zăpadă}$						
CO1	=	IP1	+	0,9 · IP2	+	0,9 · IP4 + 0,9 · IP9
CO2	=	IP1	+	0,9 · IP2	+	0,9 · IP5 + 0,9 · IP9
CO3	=	IP1	+	0,9 · IP2	+	0,9 · IP6 + 0,9 · IP9
CO4	=	IP1	+	0,9 · IP2	+	0,9 · IP7 + 0,9 · IP9
CO5	=	IP1	+	0,9 · IP2	+	0,9 · IP8 + 0,9 · IP9
CO6	=	IP1	+	0,9 · IP3	+	0,9 · IP4 + 0,9 · IP9
CO7	=	IP1	+	0,9 · IP3	+	0,9 · IP5 + 0,9 · IP9
CO8	=	IP1	+	0,9 · IP3	+	0,9 · IP6 + 0,9 · IP9
CO9	=	IP1	+	0,9 · IP3	+	0,9 · IP7 + 0,9 · IP9
CO10	=	IP1	+	0,9 · IP3	+	0,9 · IP8 + 0,9 · IP9
CO11	=	IP1	+		+	0,9 · IP4 + 0,9 · IP9

Gruparea specială

permanente + seism			
CO12	=	IP10	+ IP11
CO13	=	IP10	+ IP12

5.6. Determinarea solicitărilor în structură

În figura 5.1 este prezentată diagrama momentului încovoietor [kN m] minim / maxim obținută în urma analizei statice a structurii.

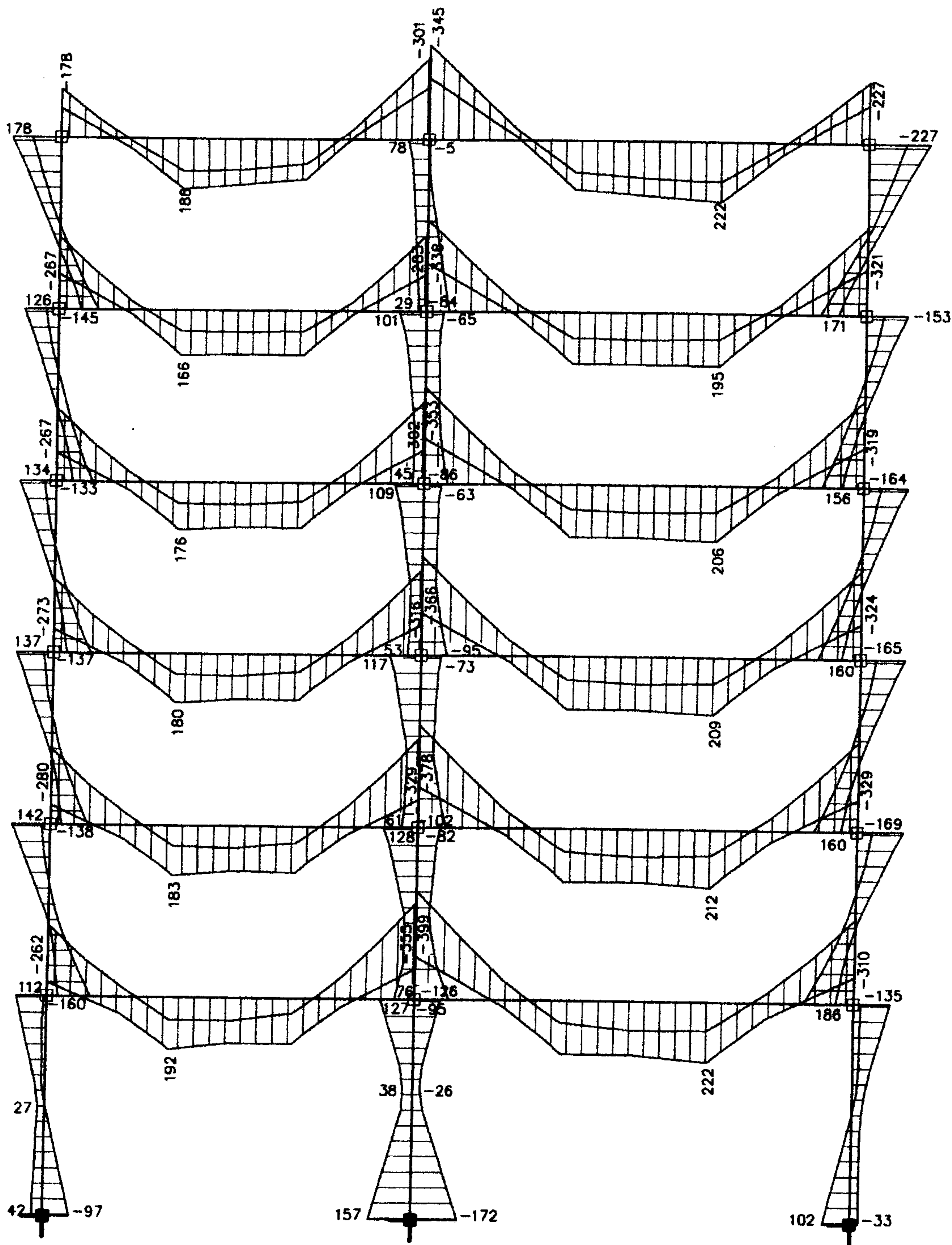


Fig. 5.1. Diagrama Min/Max [kN m]

Notă:

Valorile tipărite orizontal corespund diagramei momentelor încovoietoare pe stâlpi iar valorile tipărite vertical corespund diagramei momentelor încovoietoare obținute pe grinzi.

6. VERIFICARI ALE GRINZII PRINCIPALE

În urma calculului static s-au obținut valorile momentului încovoietor și a forței tăietoare pentru grinda cea mai solicitată (grinda cu deschiderea de 9,00 m – corespunzătoare parterului).

Verificarea se efectuează pentru combinații de solicitări (fig. 6.1):

$$M_{\max} - T_{\text{af}}$$

$$T_{\max} - M_{\text{af}}$$

$$M_{\max, \text{reazem}} - T_{\text{aferent}} \equiv T_{\max} - M_{\text{aferent}}$$

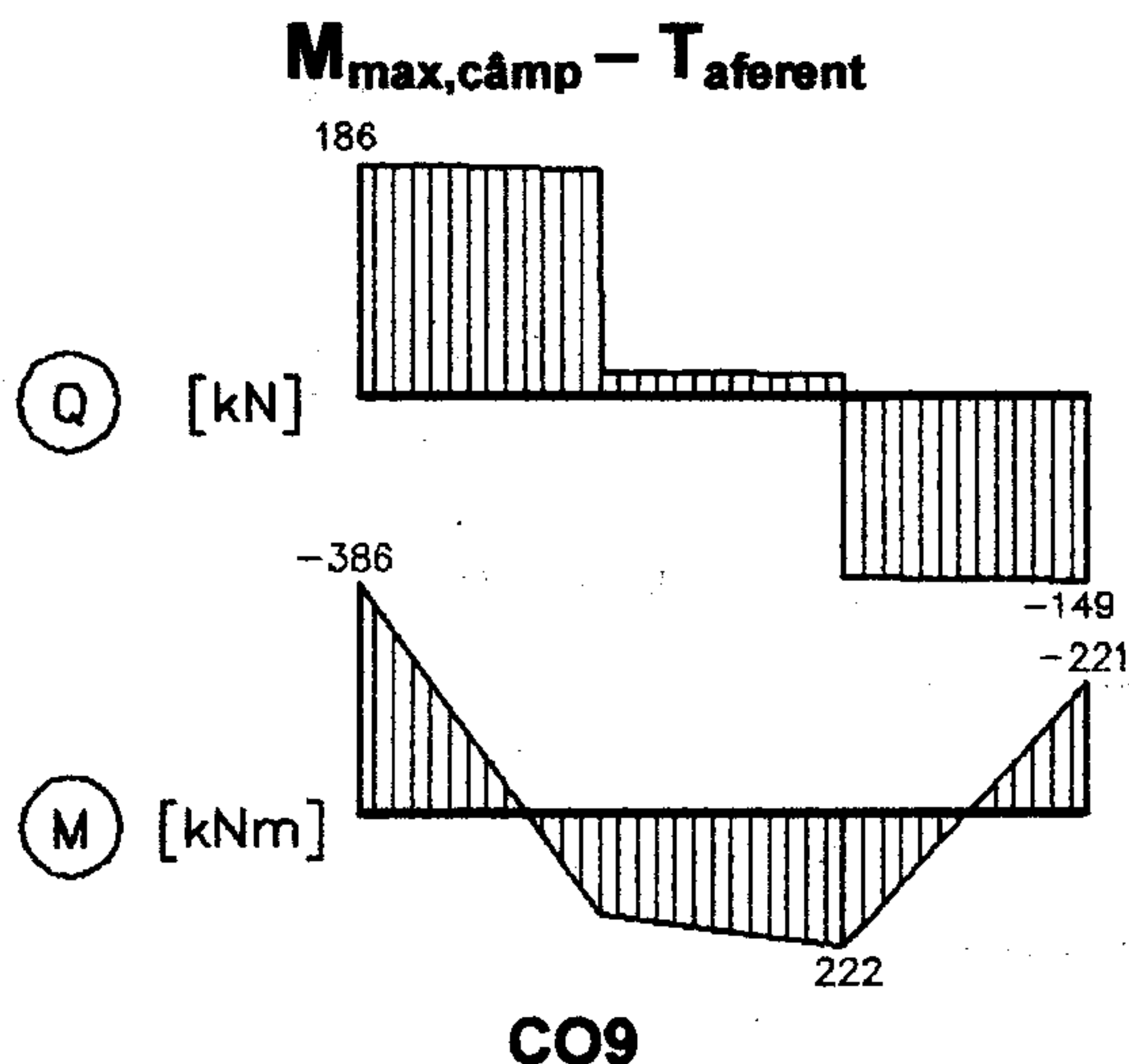
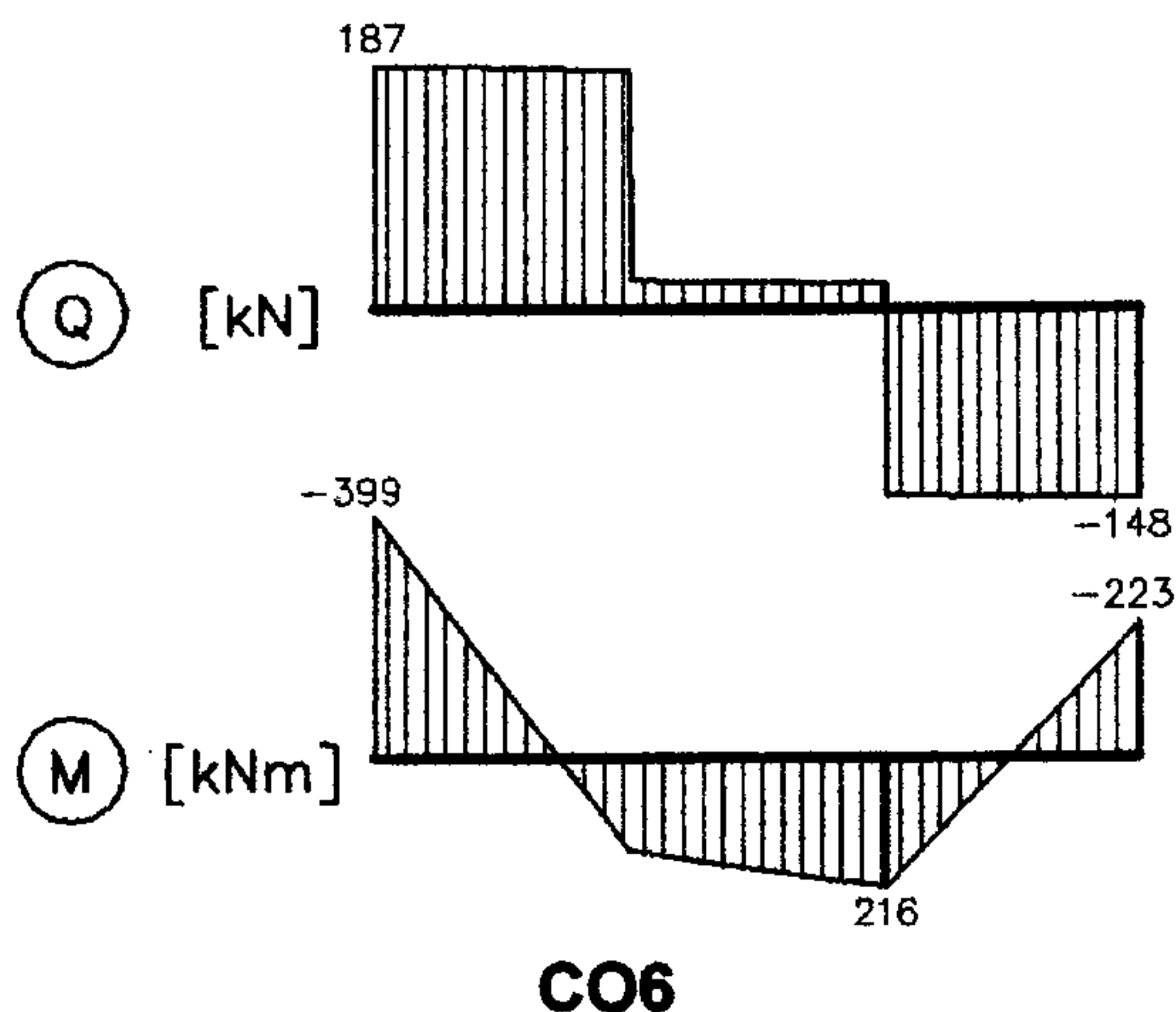


Fig. 6.1

6.1. Verificarea de rezistență

În urma etapei de predimensionare a rezultat pentru grinzile principale secțiunea prezentată în figura 6.2.

Verificarea barelor solicitate la încovoiere pe o singură direcție se face cu relațiile de mai jos, în 4 puncte caracteristice (fig. 6.3). Deoarece grinda are tălpile egale, se poate adopta pentru τ o diagrama simplificată.

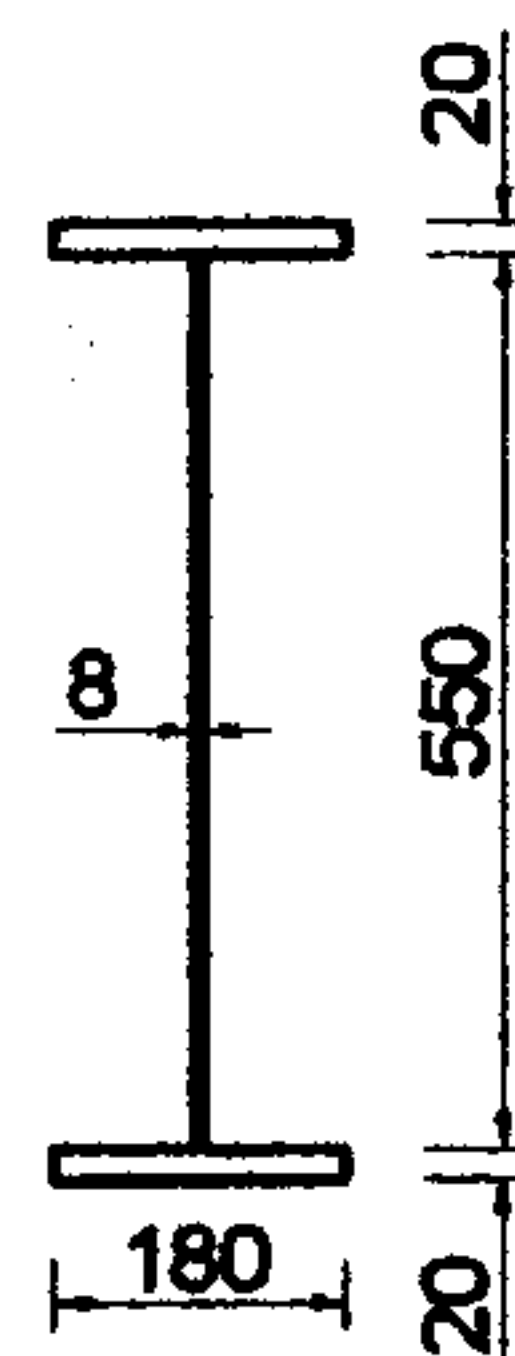


Fig. 6.2

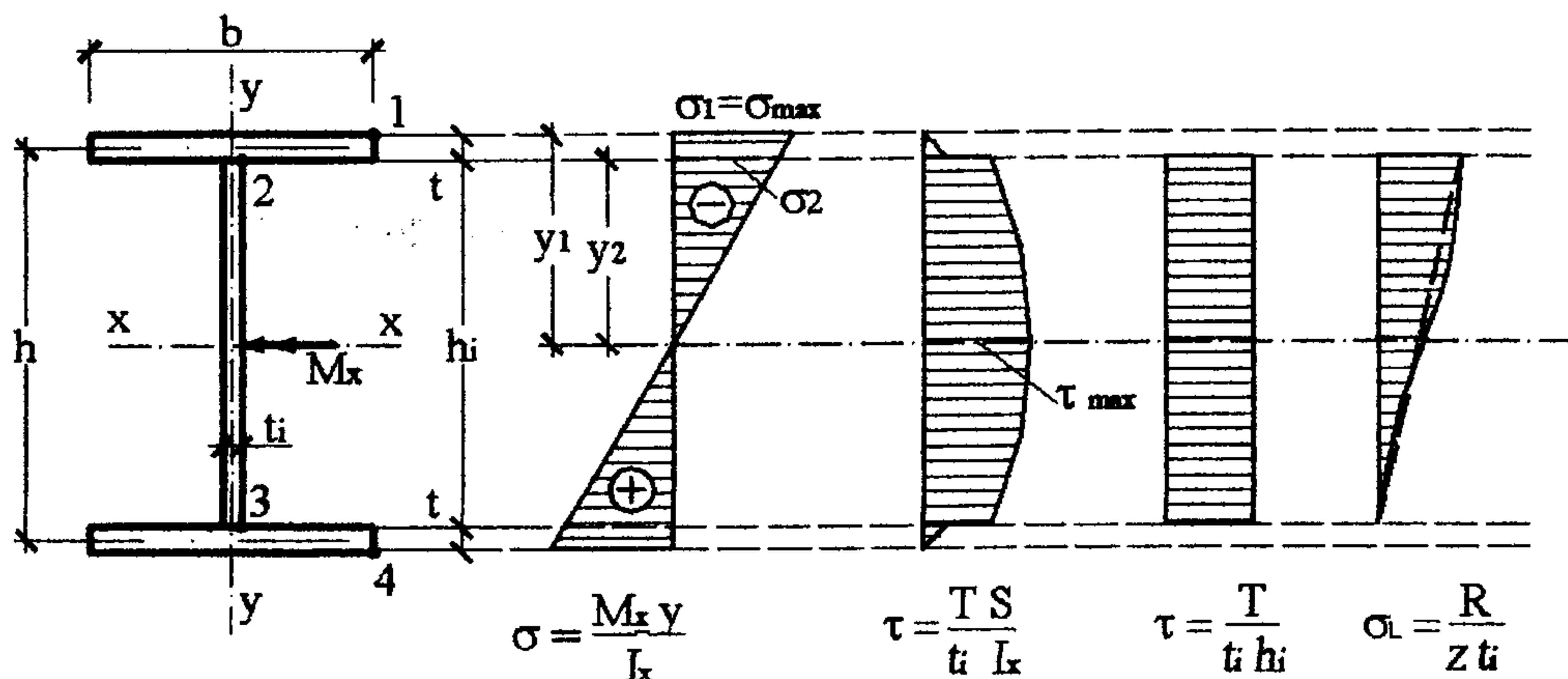


Fig. 6.3

Relațiile de verificare corespunzătoare diagramelor $M_{\max, \text{reazem}} - T_{af}$, sunt:

Punctul 1

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot y_1 = \frac{399 \cdot 10^4}{69598} \cdot 29,5 = 1691 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Punctul 2

$$\sigma_2 = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot y_2 = \frac{399 \cdot 10^4}{69598} \cdot 27,5 = 1576 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{af} = \tau_{\max}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{t_i \cdot h_i} = \frac{187 \cdot 10^2}{0,8 \cdot 55} = 425 \text{ daN/cm}^2 < R_f = 1300 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ech}} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3\tau_{af}^2} = \sqrt{1576^2 + 3 \cdot 425^2} = 1739 \text{ daN/cm}^2$$

Punctul 3

$$\sigma_3 = \sigma_2 < R$$

$$\tau_3 = \tau_2 < R_f$$

Punctul 4

$$\sigma_4 = \sigma_1 < R$$

Relațiile de verificare corespunzătoare diagramelor $M_{\max, \text{câmp}} - T_{af}$, sunt:

Punctul 1

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot y_1 = \frac{222 \cdot 10^4}{69598} \cdot 29,5 = 941 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Punctul 2

$$\sigma_2 = \frac{M_{\max}}{I_x} \cdot y_2 = \frac{222 \cdot 10^4}{69598} \cdot 27,5 = 877 \text{ daN/cm}^2 < 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{af} = \frac{T_{af}}{t_i \cdot h_i} = \frac{149 \cdot 10^2}{0,8 \cdot 55} = 339 \text{ daN/cm}^2 < R_f = 1300 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_L = \frac{R}{z \cdot t_i} = \frac{R_{GS}}{(b_{GS} + 2 \cdot t) \cdot t_i} = \frac{72 \cdot 10^2}{(12,5 + 2 \cdot 2) \cdot 0,8} = 545 \text{ daN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ech}} &= \sqrt{\sigma_2^2 + \sigma_L^2 - \sigma_2 \sigma_L + 3\tau_{af}^2} = \sqrt{877^2 + 545^2 - 877 \cdot 545 + 3 \cdot 399^2} \\ &= 1032 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

Punctul 3

$$\sigma_3 = \sigma_2 < R$$

$$\tau_3 = \tau_2 < R_f$$

Punctul 4

$$\sigma_4 = \sigma_1 < R$$

6.2. Verificarea stabilității generale a grinzii principale

În general, verificarea stabilității generale nu este necesară deoarece între grinzile principale și planșeul de beton armat există conectori care realizează conlucrarea celor două elemente și împiedică fenomenul de pierdere a stabilității generale.

Se analizează stabilitatea generală a grinzilor principale în ipoteza că fixarea tălpii superioare a acestora împotriva flambajului lateral are loc în dreptul rezemării grinzilor secundare.

Pentru grinzile cu secțiune I verificarea stabilității generale este implicit satisfăcută dacă:

$$l_1 \leq 40 \cdot i_{yt} \text{ (OL37)}$$

$$l_1 \leq 35 \cdot i_{yt} \text{ (OL44, OL52)}$$

unde :

l_1 - este distanța dintre legăturile transversale ale grinzii, respectiv distanța dintre grinzile secundare (fig. 6.4);

i_{yt} - este raza de inerție a tălpii comprimate a grinzii, în raport cu axa y-y.

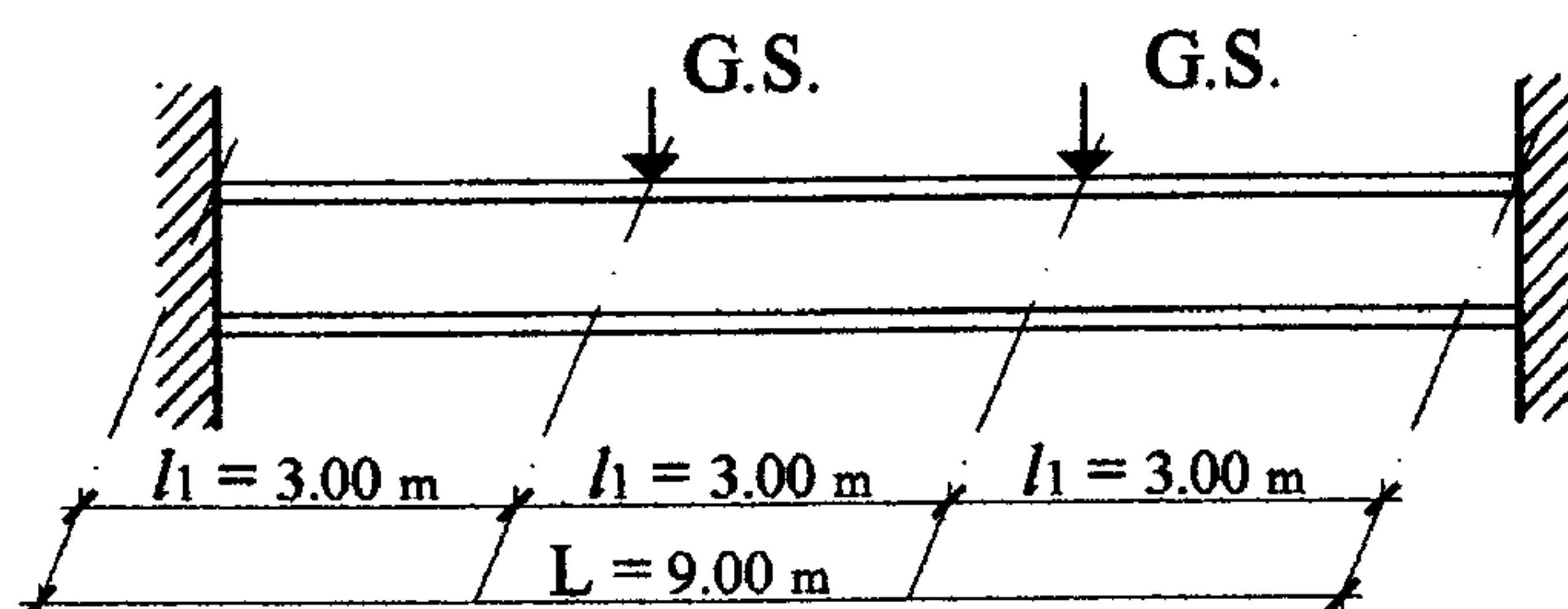


Fig. 6.4

Rezultă:

$$l_1 = 350 \text{ cm}$$

$$i_{yt} = \sqrt{\frac{I_{yt}}{A_{yt}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 18^3}{12}} = \sqrt{\frac{972}{36}} = 5,20 \text{ cm}$$

deci condiția nu este îndeplinită ($350 > 40 \cdot 5,20 = 208$).

Verificarea se va face cu relația:

$$\sigma = \frac{M_x}{\varphi_g \cdot W_x^{(1)}} \leq R$$

unde:

φ_g - coeficient de flambaj ce se stabilește funcție de un coeficient de zveltețe transformat:

$$\lambda_{tr} = \frac{l_1}{i_{yt} \cdot \sqrt{\xi}}$$

ξ - coeficient din tabele, funcție de schema de încărcare, respectiv de valorile M_1 , M_2 ale momentelor la extremitățile distanței l_1 .

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{157}{-399} = -0,39 \Rightarrow \xi = 2,21$$

În urma efectuării înlocuirilor au rezultat următoarele valori:

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_{tr} = \frac{350}{5,20 \cdot \sqrt{2,21}} = 45,3 \\ \text{curba B 24} \\ \text{OL 37} \end{array} \right\} \varphi_g = 0,905$$

respectiv:

$$\sigma = \frac{399 \cdot 10^4}{0,905 \cdot \frac{69598}{29,5}} = 1869 \text{ daN / cm}^2 < R$$

6.3. Verificarea stabilității locale

6.3.1. Verificarea tălpii comprimate

Relația de verificare este:

$$\frac{b'}{t} \leq 15 \text{ (OL37)}$$

unde: b' , t au semnificația din figura 6.5.

Relația este satisfăcută deoarece:

$$\frac{8,9}{2} = 4,45 \leq 15$$

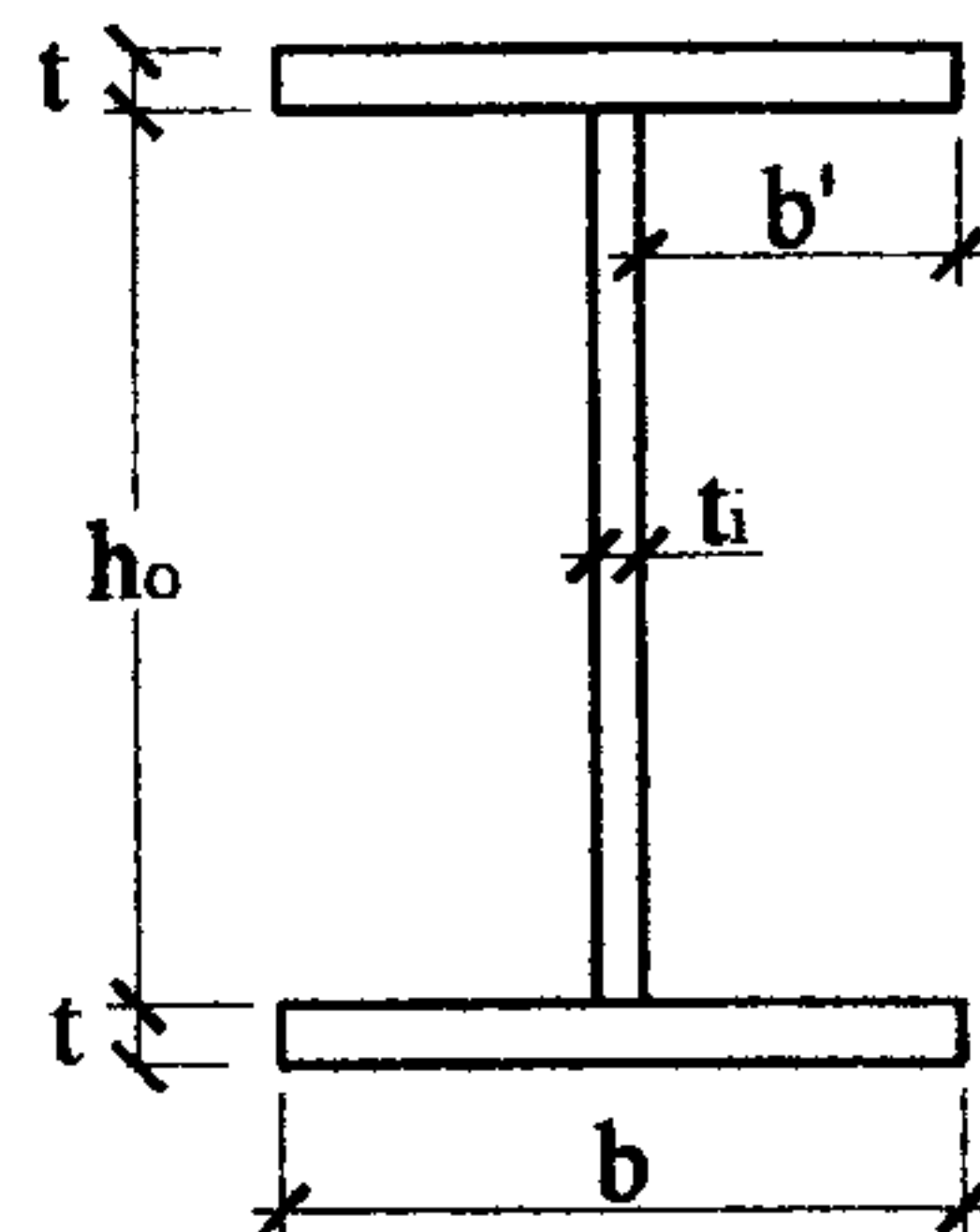


Fig. 6.5

6.3.2. Verificarea stabilității locale a inimii grinzii

Verificarea nu este necesară dacă este îndeplinită relația :

$$\frac{h_0}{t_i} \leq 110 \sqrt{\frac{21}{R}}$$

unde: h_0 , t_i au semnificația din figura 6.5.

Efectuând înlocuirile rezultă:

$$\frac{55}{0,8} = 69 \leq 100, \text{ deci relația de verificare este satisfăcută.}$$

6.4. Verificarea săgeții

Determinarea săgeții grinzii s-a făcut prin două metode:

- calcul manual simplificat;
- determinarea valorii numerice la calculator.

Calculul săgeții grinzii se efectuează în starea limită a exploatării normate, cu încărcări normate (verificarea cu încărcări totale de exploatare; $\sum P_i + n_g \sum V_i$).

Calculul simplificat aproximativ

Folosind principiul suprapunerii efectelor, calculul se conduce ușor prin descompunerea în cele două scheme de încărcare (Tab. 6.1), unde:

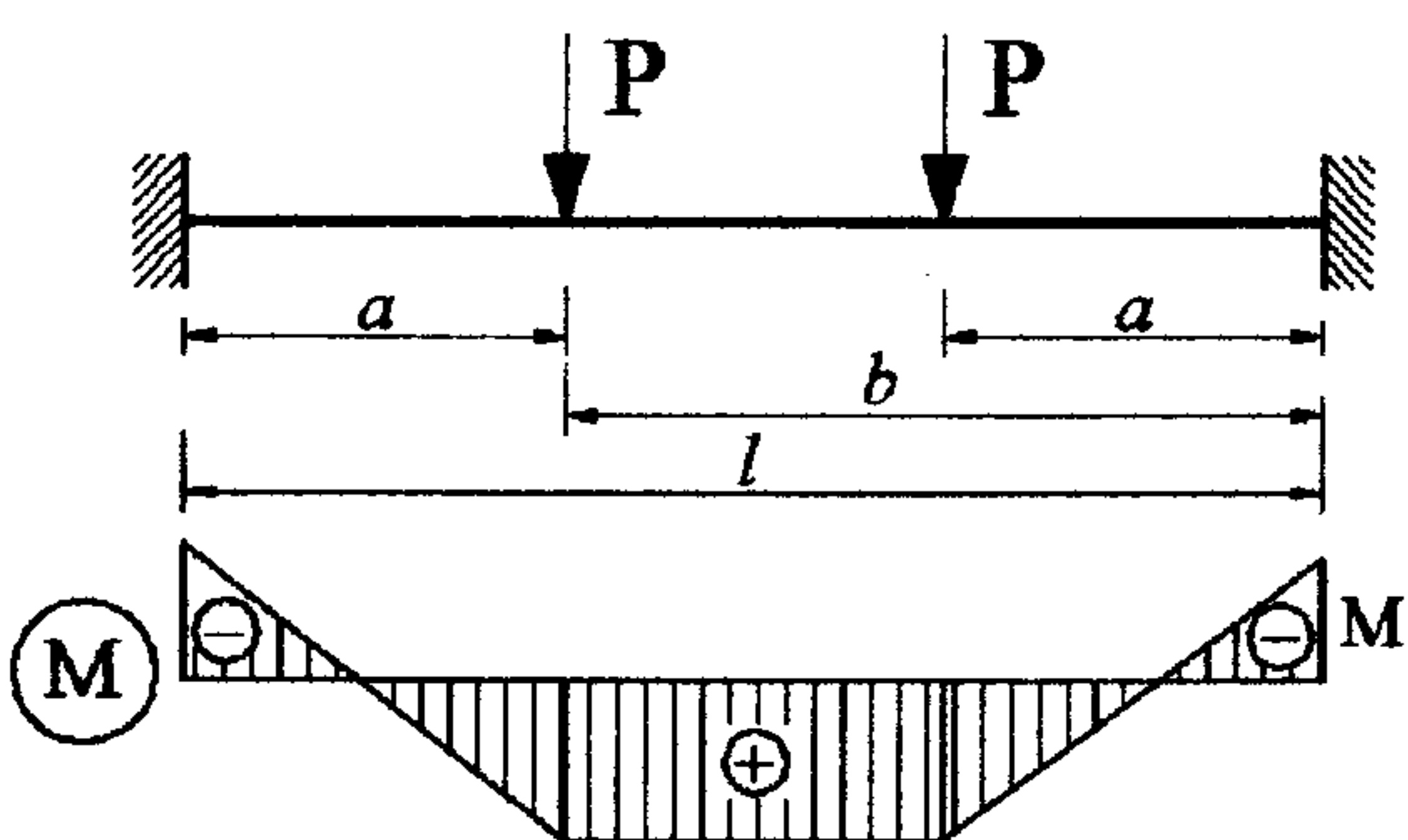
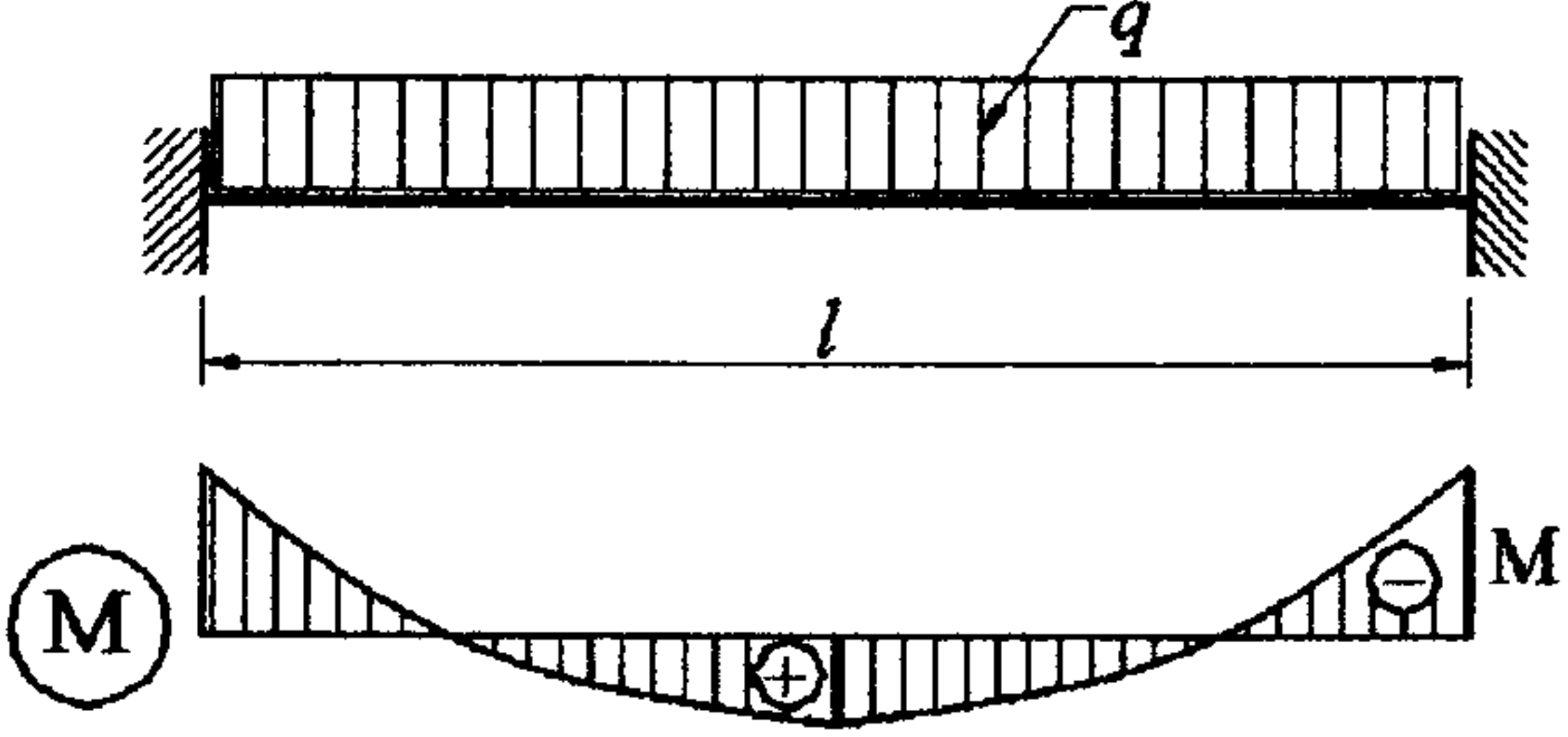
$$P = 2 \cdot R' = 2 \cdot \left(4267 + \frac{300 \cdot 3,00 \cdot 5,70}{2} \right) = \quad (\text{vezi tab. 1.5, pct. 5.2})$$

$$= 2 \cdot (4267 + 2565) = 2 \cdot 6832 = 13664 \text{ daN} = 137 \text{ kN}$$

R' – reacțiunea grinzii secundare;

$q = 0,91 \text{ kN/m}$ (greutate proprie grindă principală). (vezi pct. 3.2)

Tabelul 6.1

Diagrama M	Momentul încovoietor maxim M	α	Săgeata $f = \frac{M \cdot l^2 \cdot \alpha}{10 \cdot I}$
	$M = -\frac{Pab}{l} =$ $= -\frac{2}{9}Pl =$ $= -\frac{2}{9}137 \cdot 9,0$ $= -274 \text{ kNm}$	16,53	$f = \frac{274 \cdot 9^2 \cdot 16,53}{10 \cdot 69598}$ $= 0,527 \text{ cm}$ $\approx 5,3 \text{ mm}$
	$M = -\frac{q \cdot l^2}{12} =$ $= \frac{-0,91 \cdot 9^2}{12}$ $= -6,14 \text{ kNm}$	14,84	$f = \frac{6,14 \cdot 9^2 \cdot 14,84}{10 \cdot 69598}$ $= 0,01 \text{ cm}$ $\approx 0,1 \text{ mm}$

Săgeata finală se obține prin însumarea săgeților corespunzătoare celor două ipoteze de încărcare:

$$f_{\max} = 5,3 + 0,1 = 5,4 \text{ mm}$$

Rezultate obținute folosind program automatizat

În urma efectuării analizei statice se obține deformată grinzii principale rezultând săgeata maximă: $f = 5,4 \text{ mm}$.

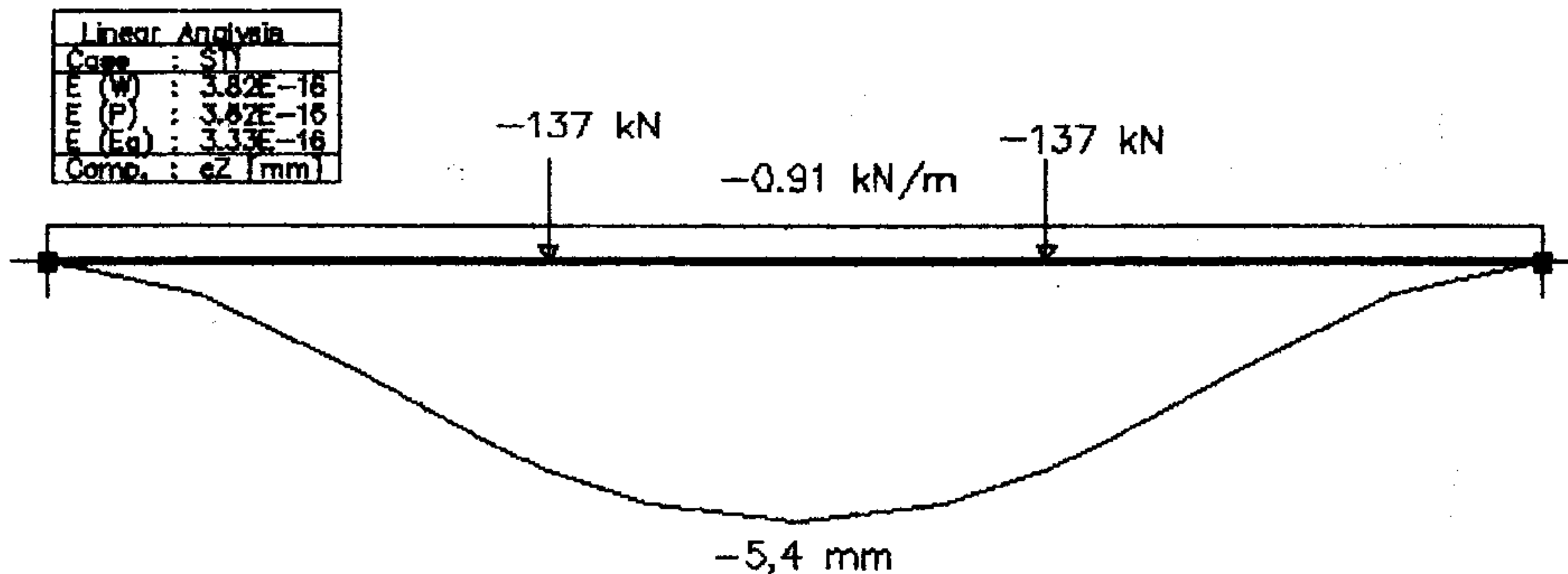


Fig. 6.6

Notă: Se constată că rezultatele obținute printr-un calcul simplificat aproximativ sunt identice cu cele obținute la calculator.

Săgeata maxim admisibilă se calculează cu relația : $f_{\text{adm}} = \frac{1}{350} = \frac{900}{350} = 2,57 \text{ cm}$

Rezultă: $f_{\text{max}} = 0,54 < f_{\text{adm}} = 2,57 \text{ cm}$.

7. VERIFICAREA STALPILOR

7.1. Verificări de rezistență

Solicitarea stâlpilor este o compusă în principal dintr-o compresiune (N) cu încovoiere (M). Verificările de rezistență se vor efectua în funcție de solicitările M și N, care apar în același moment în stâlp din sarcinile exterioare.

Tensiunile maxime se vor stabili în urma analizei următoarelor două situații:

- $M_{\max} - N_{af}$
- $N_{\max} - M_{af}$

În cazul secțiunilor unitare, relația de verificare aplicând metoda stărilor limită este:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq R,$$

în care A și W reprezintă aria și modulul de rezistență ale secțiunii transversale a stâlpului, neglijând deplasarea axei neutre.

7.1.1. Stâlpul marginal

În urma efectuării calcului static au rezultat următoarele diagrame:

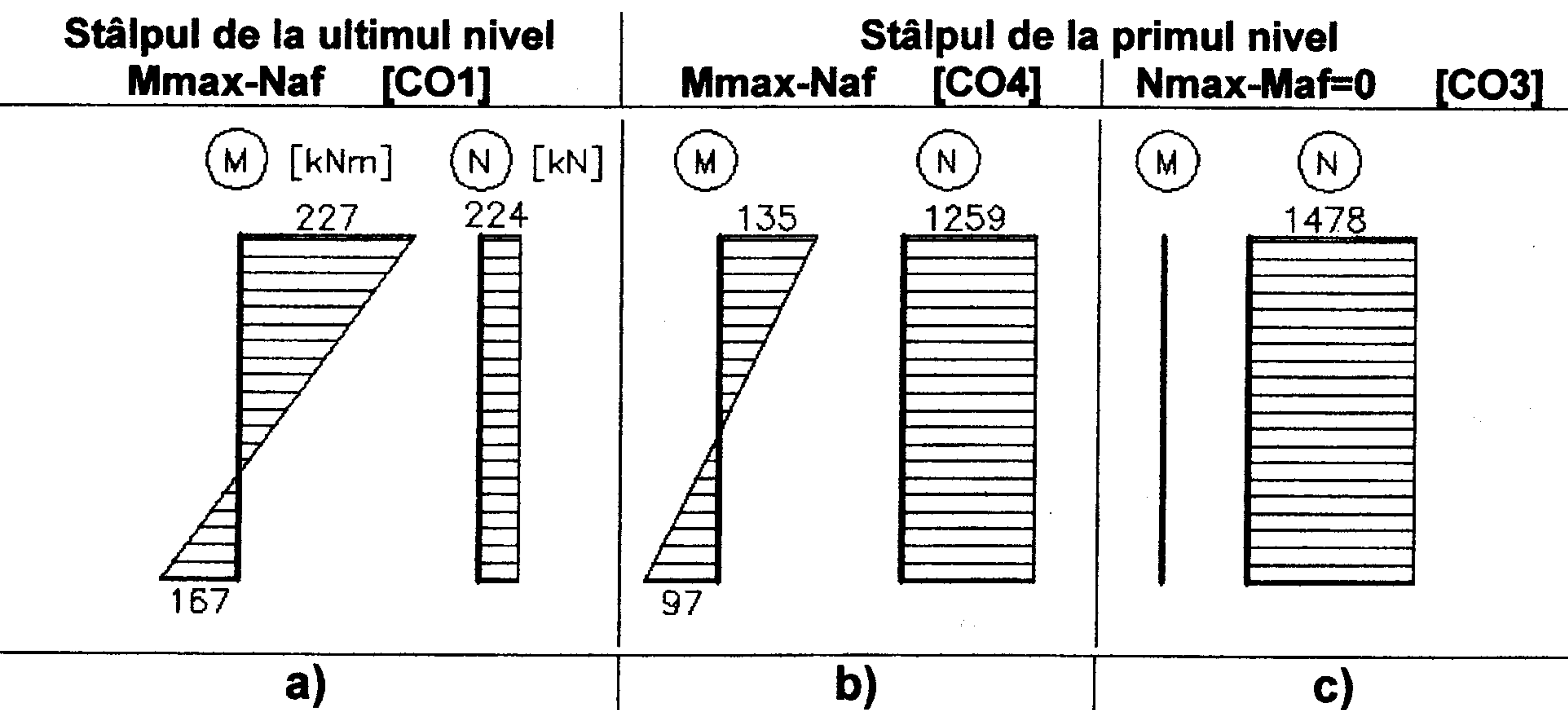


Fig. 7.1

Cazul a)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{224 \cdot 10^2}{124} + \frac{227 \cdot 10^4}{1932} = 1356 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Cazul b)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1259 \cdot 10^2}{124} + \frac{135 \cdot 10^4}{1932} = 1714 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Cazul c)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1478 \cdot 10^2}{124} = 1192 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

7.1.2. Stâlpul central

În urma efectuării calcului static au rezultat următoarele diagrame:

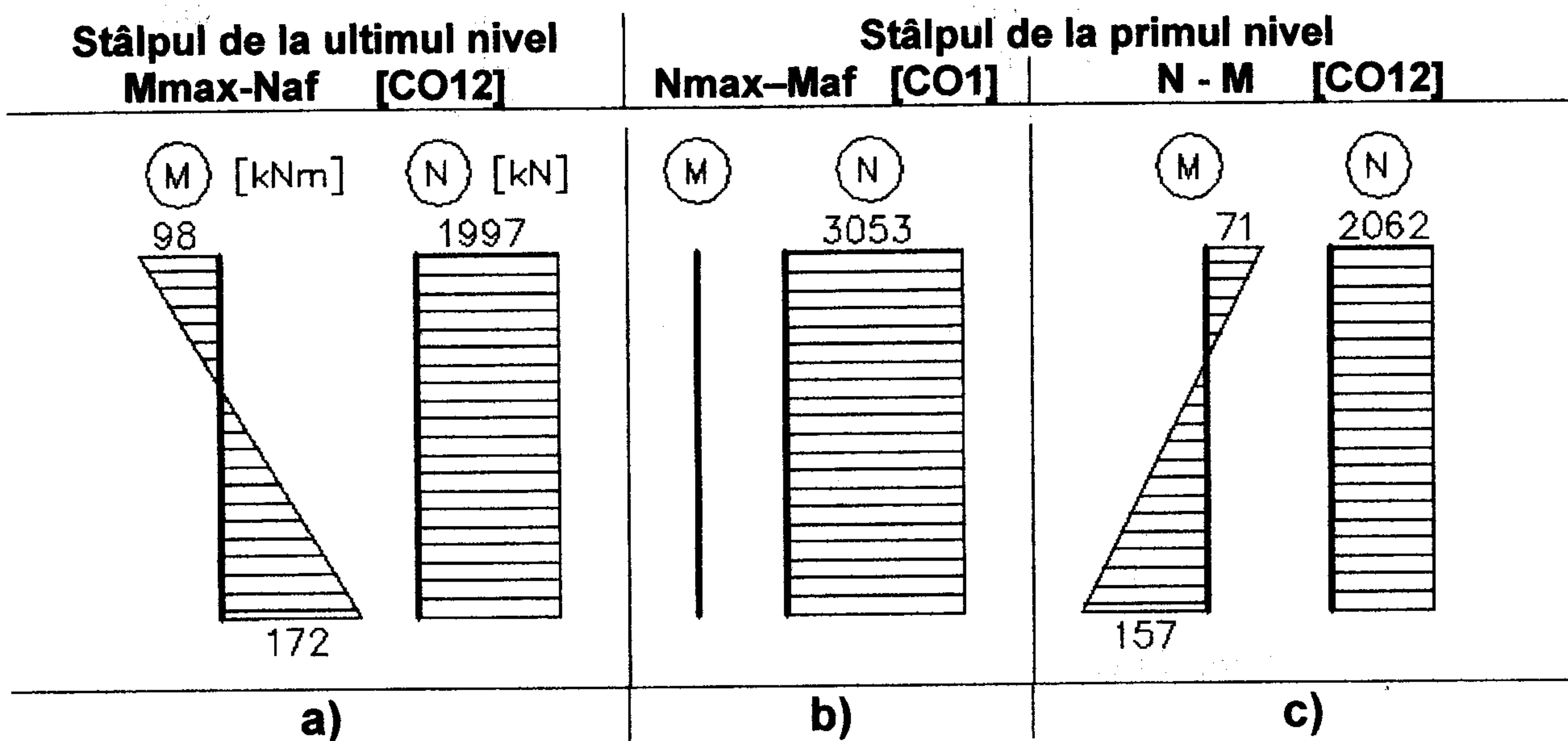


Fig. 7.2

Cazul a)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1997 \cdot 10^2}{190,8} + \frac{172 \cdot 10^4}{3916} = 1486 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Cazul b)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{3053 \cdot 10^2}{190,8} = 1600 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

Cazul c)

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{2062 \cdot 10^2}{190,8} + \frac{157 \cdot 10^4}{3916} = 1482 \text{ daN/cm}^2 \leq 2100 \text{ daN/cm}^2$$

7.2. Verificări de stabilitate

7.2.1. Considerente teoretice

Verificarea de stabilitate a barelor cu secțiune unitară se face în două ipoteze:

- pierderea stabilității are loc în planul în care acționează momentul, plan care corespunde planului de simetrie al secțiunii (x-x);
- pierderea stabilității are loc în plan normal pe planul de acțiune al momentului încovoietor (y-y).

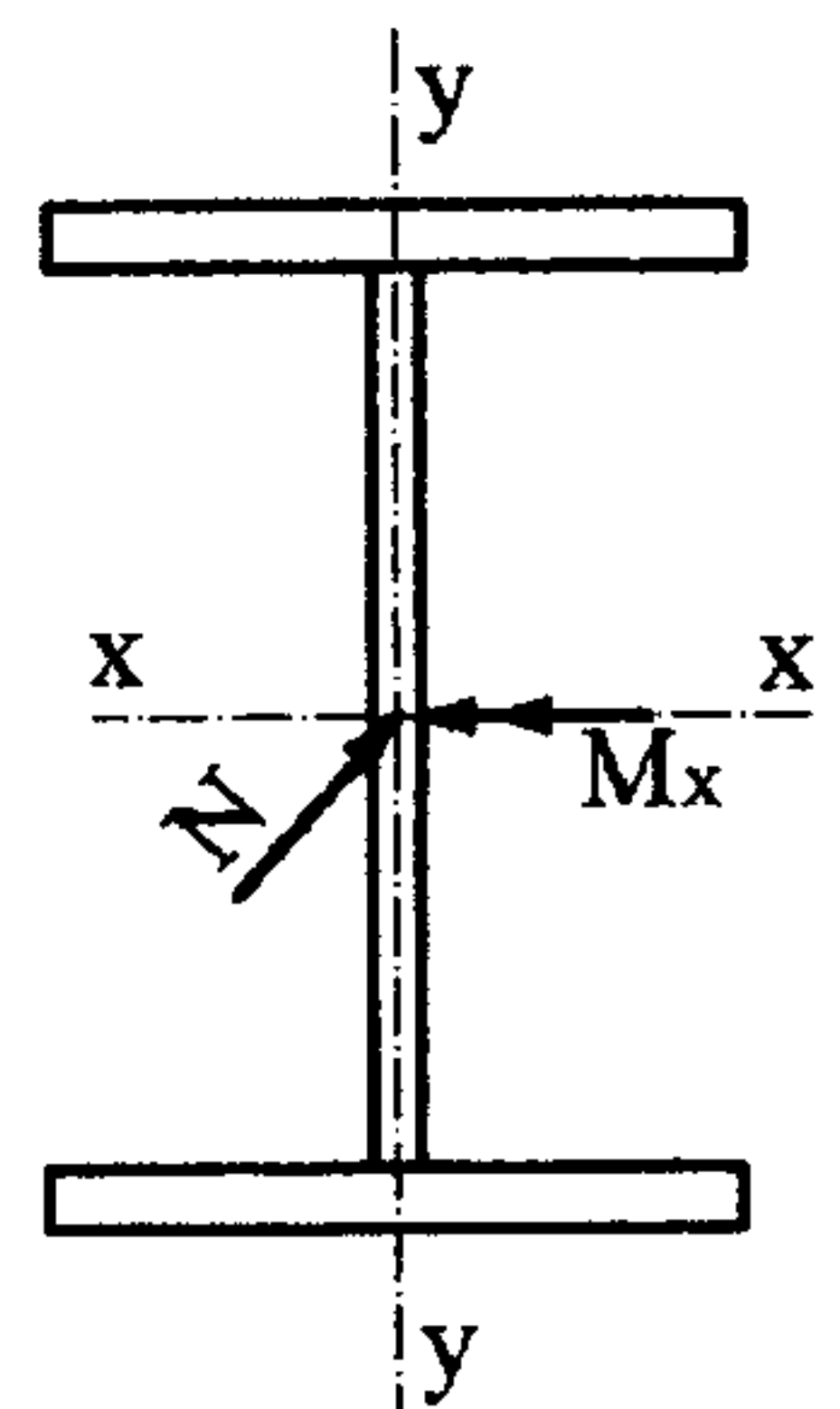


Fig. 7.3

Relația de verificare este:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{N}{A \cdot \sigma_E}\right) W_x} \leq R$$

unde:

- N, M_x – perechi de eforturi aferente (fig. 7.3);
- A, W_x – caracteristici ale secțiunii brute;
- $\varphi_{\min}$ – coeficient de flambaj minim ($\varphi = \min(\varphi_x, \varphi_y)$);
- c_x – coeficient care ține seama de variația momentului încovoietor în lungul barei și de condițiile de rezemare a barei la capete (când capetele barei sunt fixe valoarea coeficientului se ia din anexa D tabelul D.4 funcție de raportul momentelor pe capetele barei ($M_1; M_2$));
- φ_g – coeficient care exprimă efectul pierderii stabilității barei datorită momentului încovoietor (se determină funcție de λ_g);
- $\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$ – efortul unitar Euler al barei ideale.

În mod practic verificarea de stabilitate pentru secțiuni I simetrice, se face parcurgând următoarele etape:

- în urma efectuării calcului static a rezultat următoarea perechea de solicitări $N_{\max}-M_{af}$, respectiv $M_{\max}-N_{af}$;
- se evaluează lungimea de flambaj pe cele două direcții și rezultă: l_{fx}, l_{fy} (conform pct. 7.2.2, 7.2.3);
- se calculează:

- $\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \xrightarrow{\text{CURBA A}} \varphi_x$ (Anexa D, tabel D.3)

- $\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \xrightarrow{\text{CURBA B}} \varphi_y$ (Anexa D, tabel D.3)

- $\varphi = \min(\varphi_x, \varphi_y)$

- se calculează $\lambda_g = \frac{l_1}{i_{yt}} \xrightarrow{\text{CURBA B}} \varphi_g$, unde :

- dacă există legături transversale (planul x-x) la distanțe $l_1 \leq 40 \cdot i_{yt} \Rightarrow \varphi_g = 1$

- dacă $l_1 > 40 \cdot i_{yt} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_1}{i_{yt}} \xrightarrow{\text{CURBA B}} \varphi_g$

- se verifică dacă $\frac{N}{\varphi \cdot A} < 0,15 R$, rezultând: $\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{M_x}{\varphi_g \cdot W_x} \leq R$;

- dacă $\frac{N}{\varphi \cdot A} > 0,15 R$ relația de verificare este: $\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{N}{A \cdot \sigma_E}\right) W_x} \leq R$

unde termenii au semnificația prezentă anterior.

7.2.2. Stabilirea lungimilor de flambaj

Un parametru foarte important în relația de verificare de stabilitate îl constituie coeficientul de flambaj (φ) care se determină funcție de lungimea de flambaj.

Coeficienții dați în literatură pentru calculul lungimilor de flambaj pentru stâlpii structurilor în cadre etajate cu noduri deplasabile sunt în general calculați pornind de la considerarea ca bare încastrate parțial la capete în riglele adiacente. Lungimile de flambaj sunt date sub forma $l_f = \mu \cdot l$, în care coeficienții μ sunt în funcție de gradele de încastrare la capete, definite prin rapoartele între rigiditățile riglelor și ale stâlpilor.

Calculul pe bază de grade de încastrare poate fi considerat că oferă o aproximație satisfăcătoare numai la structurile cu rigle suficient de rigide în raport cu stâlpii.

În Anexa D, funcție gradele de încastrare, sunt prezentați coeficienții μ pentru calculul lungimilor de flambaj.

Determinarea gradelor de încastrare se face parcurgând următoarele etape:

- se determină rigiditățile cadrului real:

ρ - rigiditatea stâlpului

$$\rho = \frac{I_{st}}{h_{st}}$$

ρ_s - rigiditatea riglei superioare stâlpului

$$\rho_s = \frac{I_{gr}}{L_{gr}}$$

ρ_i - rigiditatea riglei inferioare stâlpului

$$\rho_i = \frac{I_{gr}}{L_{gr}}$$

- se consideră în locul cadrului real (format din mai mulți stâlpi) un cadru înlocuitor redus la un singur stâlp, a cărui rigidități se determină pe baza relațiilor:

○ rigiditatea stâlpului

$$R = \sum \rho$$

○ rigiditatea riglelor adiacente

$$R_s = 2 \sum \rho_s$$

$$R_i = 2 \sum \rho_i$$

unde:

R - rigiditatea stâlpului cadrului înlocuitor;

R_s - rigiditatea riglei superioare, adiacente stâlpului, din cadrul înlocuitor;

R_i - rigiditatea riglei inferioare, adiacente stâlpului, din cadrul înlocuitor;

(în cazul riglelor intervine și coeficientul 2 deoarece fiecare riglă intră în calcul cu rigiditățile ambelor capete)

- se determină pentru cadrul înlocuitor rapoartele de rigidități:

$$\circ \quad \varepsilon_s = \frac{R}{R_s}$$

$$\circ \quad \varepsilon_i = \frac{R}{R_i}$$

- funcție de valorile ε_s , ε_i , se citește din tabel D.2 valoarea coeficientului μ ;
- se calculează $l_f = \mu \cdot l$, care se consideră valabilă pentru toți stâlpii unui etaj.

Se observă că factorii ε au semnificația inversă unor grade de încastrare, în sensul că $\varepsilon = 0$ corespunde unei rigle infinit rigide (stâlp încastrat perfect la capete), iar $\varepsilon = 1$ unei rigle fără rigiditate la rotire de nod (pendulare).

Observație:

Relațiile de stabilitate se verifică în general pentru solicitările obținute la nivelul parter (efort de compresiune maxim). În mod acoperitor se adoptă o lungime de flambaj egală cu valoarea maximă a lungimilor de flambaj corespunzătoare tuturor nivelelor.

7.2.3. Rezolvarea cadrului transversal

În urma efectuării etapelor de predimensionare a rezultat cadrul curent cu următoarele caracteristici geometrice (fig. 7.4):

- stâlpul marginal:
 $I = 41340 \text{ cm}^4$
- stâlpul central:
 $I = 104167 \text{ cm}^4$
- grinda principală:
 $I = 69598 \text{ cm}^4$

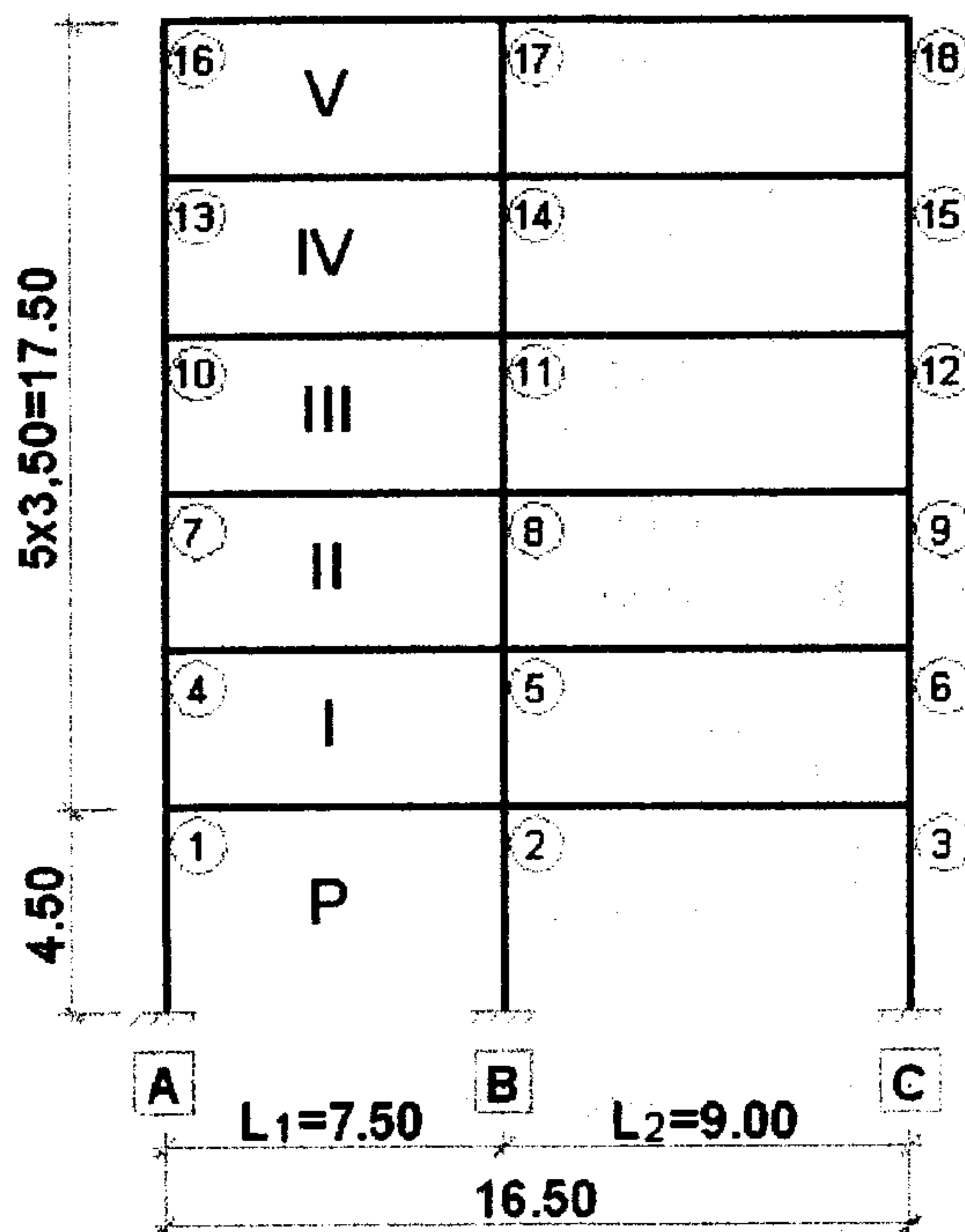


Fig. 7.4

Pe baza rigidităților barelor cadrului real se obțin rigiditățile stâlpilor și ale grinzilor cadrului înlocuitor (tab. 7.1, fig. 7.5):

Tabelul 7.1

Bara	I [cm ⁴]	ℓ [m]	$\rho = \frac{I}{\ell}$ [cm ³]
A-1	41340	4,50	91,9
1-4 4-7 7-10 10-13 13-16	41340	3,50	118,1
B-2	104167	4,50	231,5
2-5 5-8 8-11 11-14 14-17	104167	3,50	297,6
C-3	41340	4,50	91,9
3-6 6-9 9-12 12-15 15-18	41340	3,50	118,1
1-2 4-5 7-8 10-11 13-14 16-17	69598	7,50	92,8
2-3 5-6 8-9 11-12 14-15 17-18	69598	9,00	77,3

$$R = \sum \rho = 91,9 + 231,5 + 91,9 = 415,3$$

$$R = \sum \rho = 118,1 + 297,6 + 118,1 = 533,8$$

$$R_s = 2 \sum \rho_s = 2 \cdot (92,8 + 77,3) = 2 \cdot 170,1 = 340,2$$

Rezultă următoarele rapoarte de rigidități:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_i = \frac{415,3}{\infty} = 0 \\ \varepsilon_s = \frac{415,3}{340,2} = 1,22 \end{array} \right\} \text{ nivelul parter}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_i = \frac{533,8}{340,2} = 1,57 \\ \varepsilon_s = \frac{533,8}{340,2} = 1,57 \end{array} \right\} \text{ nivelul curent}$$

Pe baza valorilor ε_i , ε_s se determină din tabelul D.2, coeficienții μ pentru calculul lungimilor de flambaj.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_i = 0 \\ \varepsilon_s = 1,22 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 1,17 \Rightarrow \ell_{fx} = 1,17 \cdot 4,50 = 5,3 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_i = 1,57 \\ \varepsilon_s = 1,57 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 1,48 \Rightarrow \ell_{fx} = 1,48 \cdot 3,50 = 5,2 \text{ m}$$

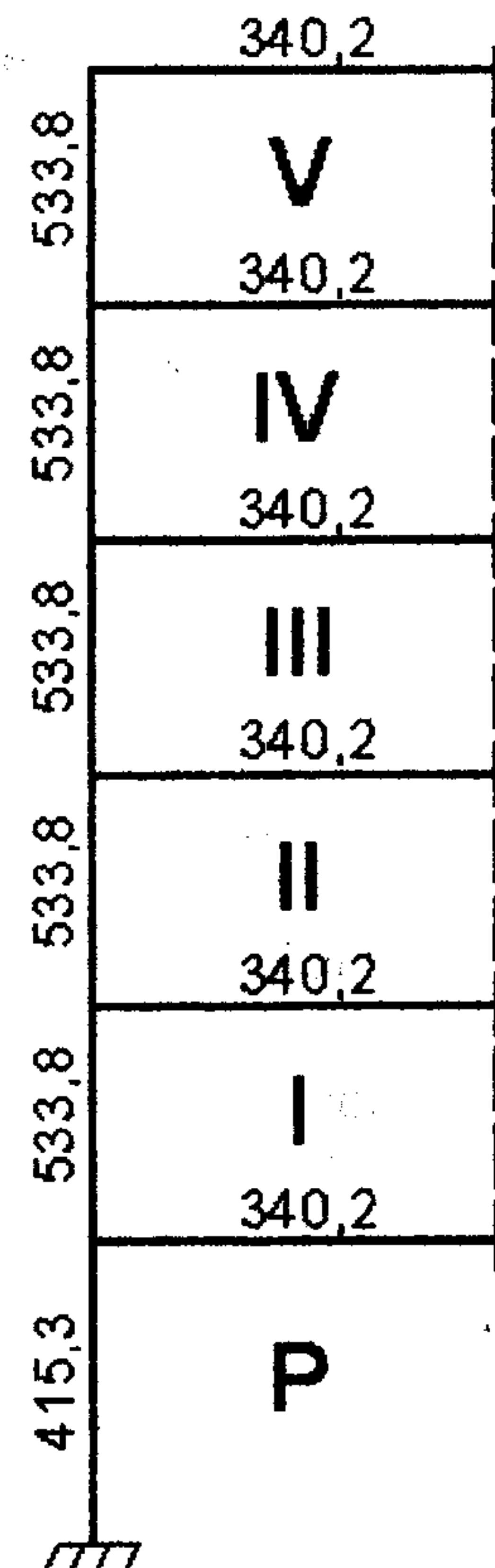


Fig. 7.5

7.2.4. Rezolvarea cadrului longitudinal

Stabilirea lungimii de flambaj perpendicular pe planul cadrului se calculează parcurgând aceleași etape, pe baza caracteristicilor geometrice ale structurii determinate în etapa de predimensionare (fig. 7.6):

- grinda secundară:	I30	$I_x = 9800 \text{ cm}^4$
- stâlp marginal:	secțiune alcătuită	$I_y = 6303 \text{ cm}^4$
- stâlp central:	secțiune alcătuită	$I_y = 22720 \text{ cm}^4$

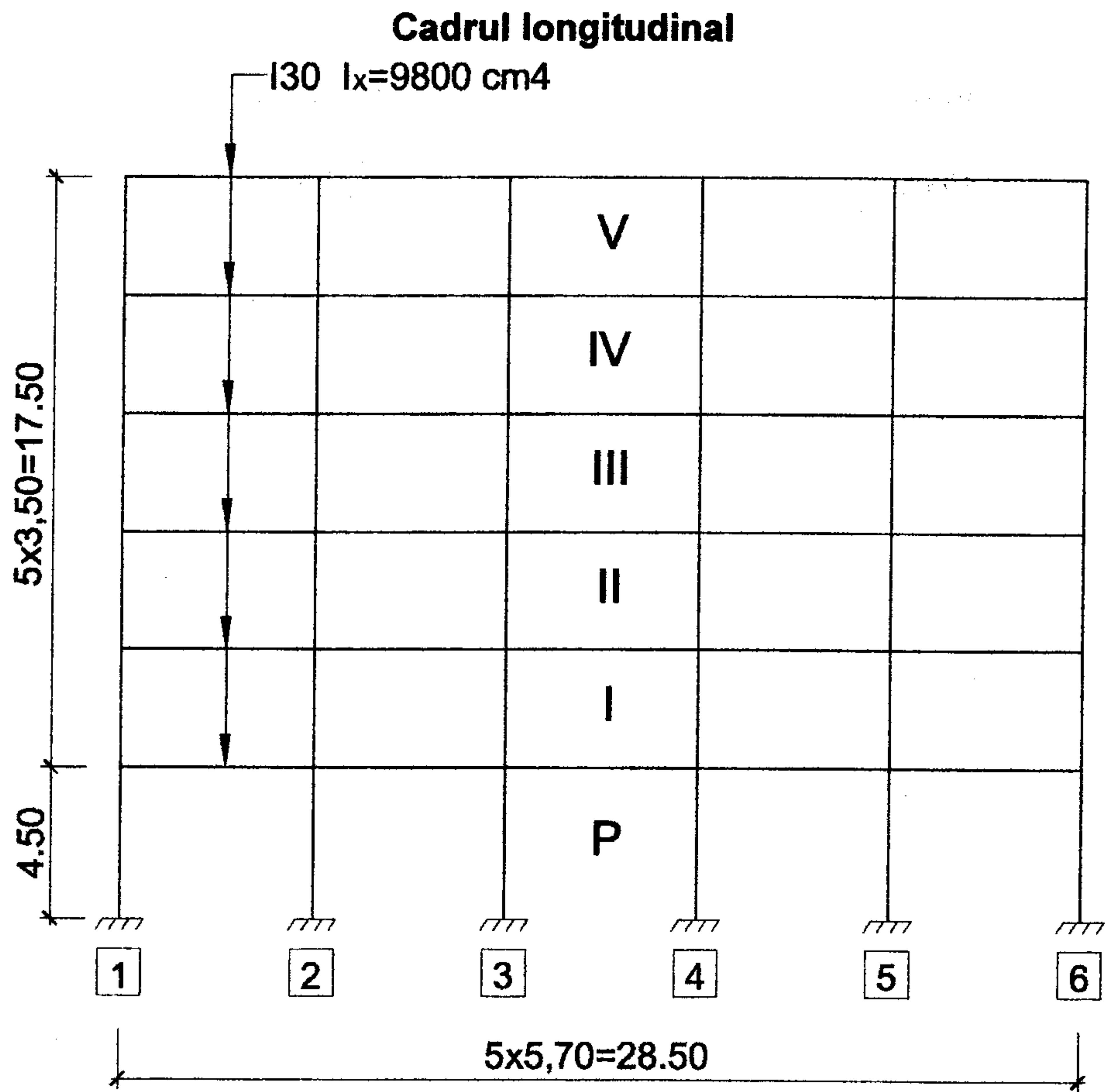


Fig. 7.6

Determinarea lungimilor de flambaj în plan perpendicular pe planul cadrului se face ținând cont de caracteristicile geometrice diferite ale stâlpului marginal și ale stâlpului central (tabelul 7.2).

Tabelul 7.2

Cadrul longitudinal marginal	Cadrul longitudinal central
Nivelul parter	
$R = \sum \rho = \sum \frac{I_{st}}{h_{st}} = 6 \cdot \frac{6303}{450} = 84 \text{ cm}^3$	$R = \sum \rho = \sum \frac{I_{st}}{h_{st}} = 6 \cdot \frac{22720}{450} = 303 \text{ cm}^3$
$R_i = \infty$	$R_i = \infty$
$R_s = 2 \sum \rho_s = 2 \sum \frac{I_{GS}}{\ell_{GS}} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{9800}{570} = 172 \text{ cm}^3$	$R_s = 172 \text{ cm}^3$
Nivelul curent	
$R = \sum \rho = \sum \frac{I_{st}}{h_{st}} = 6 \cdot \frac{6303}{350} = 108 \text{ cm}^3$	$R = \sum \rho = \sum \frac{I_{st}}{h_{st}} = 6 \cdot \frac{22720}{350} = 389 \text{ cm}^3$
$R_i = 2 \sum \rho_i = 2 \sum \frac{I_{GS}}{\ell_{GS}} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{9800}{570} = 172 \text{ cm}^3$	$R_i = 172 \text{ cm}^3$
$R_s = 2 \sum \rho_s = 2 \sum \frac{I_{GS}}{\ell_{GS}} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{9800}{570} = 172 \text{ cm}^3$	$R_s = 172 \text{ cm}^3$

Determinarea lungimii de flambaj se obține pe baza coeficienților ε_s , ε_i (tab. 7.3):

Tabelul 7.3

Cadrul longitudinal marginal	Cadrul longitudinal central
Nivelul parter	
$\left. \begin{aligned} \varepsilon_i &= \frac{R}{R_i} = \frac{84}{\infty} = 0 \\ \varepsilon_s &= \frac{R}{R_s} = \frac{84}{172} = 0,49 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu &= 1,075 \\ \ell_{fy} &= \mu \cdot \ell \\ &= 1,075 \cdot 450 = 484 \text{ cm} \end{aligned}$	$\left. \begin{aligned} \varepsilon_i &= \frac{R}{R_i} = \frac{303}{\infty} = 0 \\ \varepsilon_s &= \frac{R}{R_s} = \frac{303}{172} = 1,76 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu &= 1,23 \\ \ell_{fy} &= 1,23 \cdot 450 \\ &= 554 \text{ cm} \end{aligned}$
Nivelul curent	
$\left. \begin{aligned} \varepsilon_i &= \frac{R}{R_i} = \frac{108}{172} = 0,63 \\ \varepsilon_s &= \frac{R}{R_s} = \frac{108}{172} = 0,63 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu &= 1,20 \\ \ell_{fy} &= 1,20 \cdot 350 = 420 \text{ cm} \end{aligned}$	$\left. \begin{aligned} \varepsilon_i &= \frac{R}{R_i} = \frac{389}{172} = 2,26 \\ \varepsilon_s &= \frac{R}{R_s} = \frac{389}{172} = 2,26 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu &= 1,66 \\ \ell_{fy} &= 1,66 \cdot 350 \\ &= 581 \text{ cm} \end{aligned}$

7.2.5. Stâlpul marginal

Lungimile de flambaj ale stâlpului pe zona parter au rezultat:

$$l_{fx} = 530 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = 484 \text{ cm}$$

Caracteristicile secțiunii sunt (fig. 7.7):

$$A = 124 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 41340 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 41340 / 21,4 = 1932 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 6303 \text{ cm}^4$$

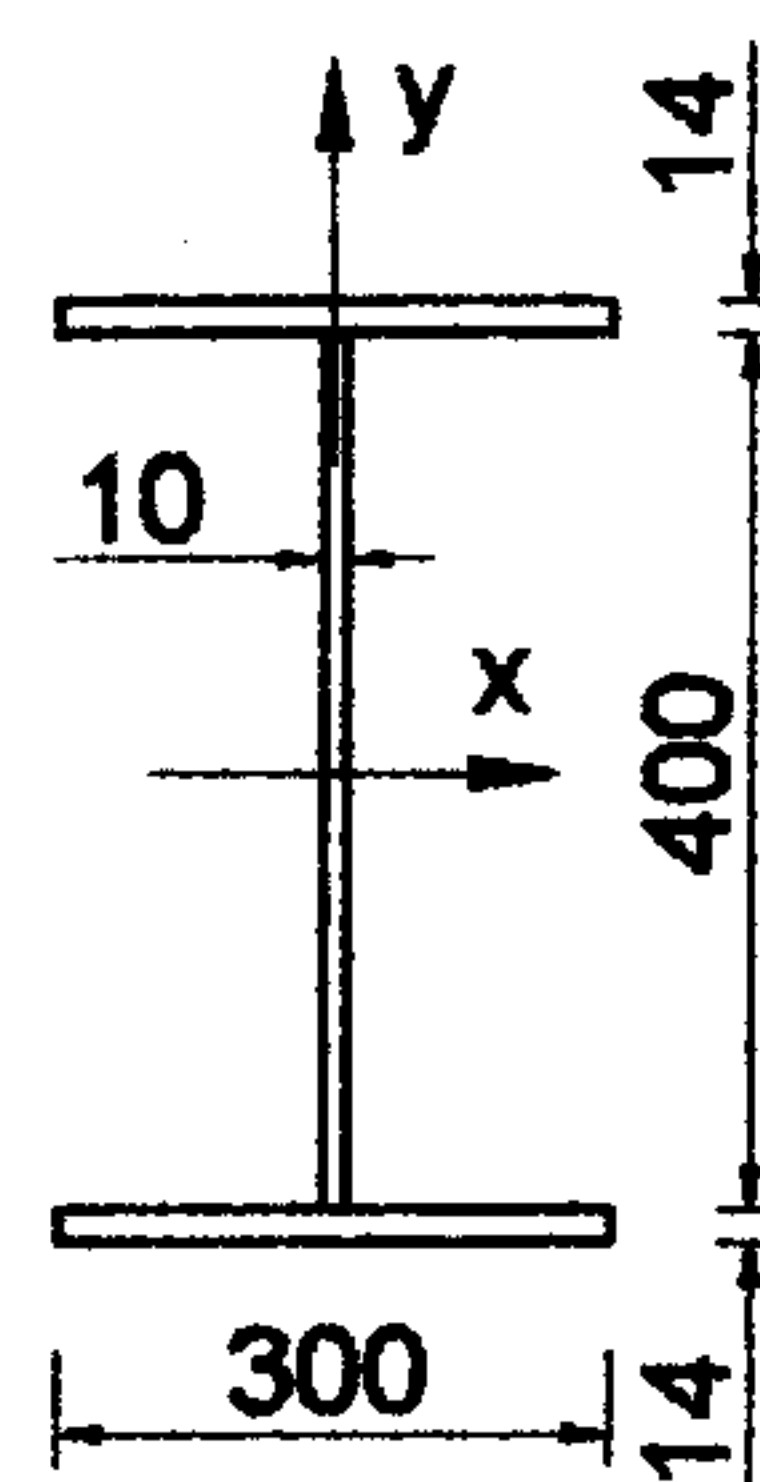


Fig. 7.7

$$A_t = 1,4 \cdot 30 = 42 \text{ cm}^2$$

$$I_{yt} = \frac{1,4 \cdot 30^3}{12} = 3150 \text{ cm}^4$$

Rezultă:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{41340}{124}} = 18,25 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{530}{18,25} = 29,0$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6303}{124}} = 7,13 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{484}{7,13} = 67,9$$

Ținând cont că φ este invers proporțional cu λ , $\varphi_{\min} \Leftarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = 67,9$, adică

$\varphi_{\min} = \varphi_y = 0,778$ (curba B24 – OL 37).

În afară de verificarea de stabilitate, barele solicate la compresiune cu încovoiere trebuie să satisfacă condiția $\lambda < \lambda_a$ ($67,9 < 120$).

$$i_{yt} = \sqrt{\frac{I_{yt}}{A_t}} = \sqrt{\frac{3150}{42}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\text{Dacă: } l_1 > 40 \cdot i_{yt} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_1}{i_{yt}}$$

Pe baza diagramelor prezentate în figura 7.1 se verifică pierderea stabilității stâlpului marginal:

Cazul a) Verificarea stâlpului la ultimul nivel

$$- \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{22400}{0,778 \cdot 124} = 232 \text{ daN/cm}^2 < 0,15 \cdot R = 315 \text{ daN/cm}^2$$

rezultă că efortul de compresiune are o pondere neglijabilă

$$- \left. \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_1}{i_{yt}} = \frac{450}{8,66} = 52 \\ \text{curba B24 (OL37)} \end{array} \right\} \varphi_g = 0,873$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} + \frac{M_x}{\varphi_g \cdot W_x} = \frac{22400}{0,778 \cdot 124} + \frac{227 \cdot 10^4}{0,873 \cdot 1932} = 232 + 1346 = 1578 \text{ daN/cm}^2 < R$$

Cazul b) Verificarea stâlpului la nivelul parterului

$$- \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{125900}{0,778 \cdot 124} = 1305 \text{ daN/cm}^2 > 0,15 \cdot R = 315 \text{ daN/cm}^2$$

rezultă că efortul de compresiune are o pondere importantă

$$- \text{raportul momentelor încovoietoare este: } \frac{M_2}{M_1} = \frac{-97}{135} = -0,72 \Rightarrow c_x = 0,41$$

$$- \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_x^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{29^2} = 24620 \text{ daN/cm}^2$$

$$- \left. \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_1}{i_{yt}} = \frac{450}{8,66} = 52 \\ \text{curba B24 (OL37)} \end{array} \right\} \varphi_g = 0,873$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{N}{A \cdot \sigma_E}\right) W_x} = \frac{125900}{0,778 \cdot 124} + \frac{0,41 \cdot 135 \cdot 10^4}{0,873 \cdot \left(1 - \frac{125900}{124 \cdot 24620}\right) \cdot 1932} = \\ &= 1305 + 342 = 1647 \text{ daN/cm}^2 \leq R \end{aligned}$$

Cazul c) Verificarea stâlpului la nivelul parterului

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{147800}{0,778 \cdot 124} = 1532 \text{ daN/cm}^2 < R$$

$$M = 0$$

7.2.6. Stâlpul central

Lungimile de flambaj ale stâlpului pe zona parter au rezultat:

$$l_{fx} = 530 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = 581 \text{ cm}$$

Caracteristicile secțiunii sunt (fig. 7.8):

$$A = 190,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 104167 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 104167 / 26,6 = 3916 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 22720 \text{ cm}^4$$

$$A_t = 1,6 \cdot 44 = 70,4 \text{ cm}^2$$

$$I_{yt} = \frac{1,6 \cdot 44^3}{12} = 11358 \text{ cm}^4$$

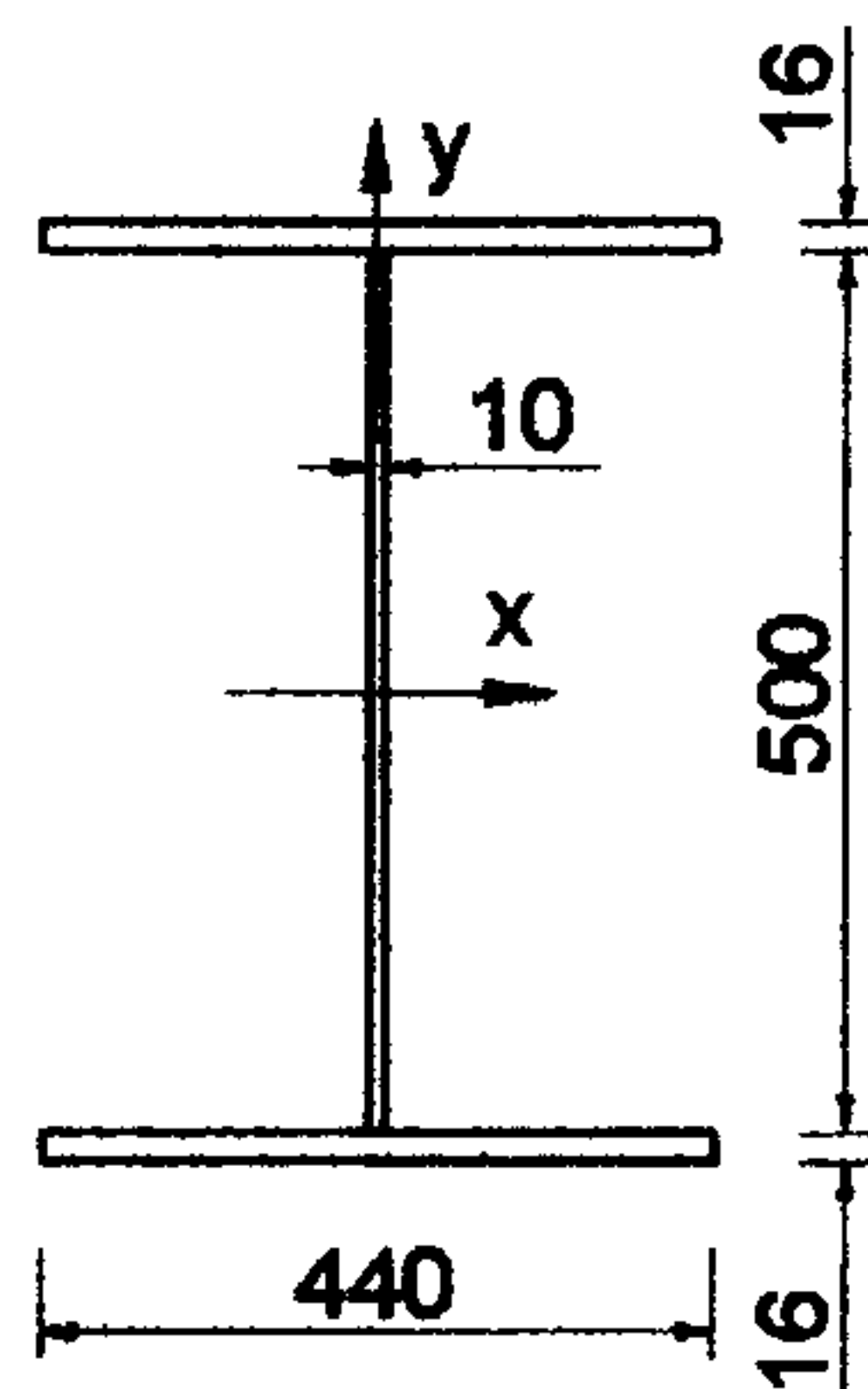


Fig. 7.8

Rezultă:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{104167}{190,8}} = 23,4 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{530}{23,4} = 22,6$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{22720}{190,8}} = 10,9 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{581}{10,9} = 53,3$$

Ținând cont că φ este invers proporțional cu λ , $\varphi_{\min} \Leftarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = 53,3$, adică $\varphi_{\min} = \varphi_y = 0,866$ (curba B24 – OL 37).

În afară de verificarea de stabilitate, barele solicitate la compresiune cu încovoiere trebuie să satisfacă condiția $\lambda < \lambda_a$ ($53,3 < 120$).

$$i_{yt} = \sqrt{\frac{I_{yt}}{A}} = \sqrt{\frac{11358}{70,4}} = 12,7 \text{ cm}$$

Pe baza diagramelor prezentate în figura 7.2 se verifică pierderea stabilității stâlpului central:

Cazul a) Verificarea stâlpului la ultimul nivel

$$- \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{199700}{0,866 \cdot 190,8} = 1179 \text{ daN/cm}^2 > 0,15 \cdot R = 315 \text{ daN/cm}^2$$

rezulta ca efortul de compresiune are o pondere importanta

$$- \text{raportul momentelor încovoietoare este: } \frac{M_2}{M_1} = \frac{-98}{172} = -0,57 \Rightarrow c_x = 0,412$$

$$- \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_x^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{22,6^2} = 40538 \text{ daN/cm}^2$$

$$- \left. \begin{aligned} \lambda_g &= \frac{l_1}{i_{yt}} = \frac{450}{12,7} = 35,4 \\ \text{curba B (OL37)} \end{aligned} \right\} \varphi_g = 0,944$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{N}{A \cdot \sigma_E}\right) W_x} = \frac{199700}{0,866 \cdot 190,8} + \frac{0,412 \cdot 172 \cdot 10^4}{0,944 \cdot \left(1 - \frac{199700}{190,8 \cdot 40538}\right) \cdot 3916} =$$

$$= 1179 + 197 = 1376 \text{ daN/cm}^2 \leq R$$

Cazul b) Verificarea stâlpului la nivelul parterului

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{305300}{0,866 \cdot 190,8} = 1802 \text{ daN/cm}^2 < R$$

$$M = 0$$

Cazul c) Verificarea stâlpului la nivelul parterului

$$- \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{206200}{0,866 \cdot 190,8} = 1217 \text{ daN/cm}^2 > 0,15 \cdot R = 315 \text{ daN/cm}^2$$

rezulta ca efortul de compresiune are o pondere importanta

$$- \text{raportul momentelor încovoietoare este: } \frac{M_2}{M_1} = \frac{-71}{157} = -0,45 \Rightarrow c_x = 0,426$$

$$- \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_x^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{22,6^2} = 40538 \text{ daN/cm}^2$$

$$- \left. \begin{aligned} \lambda_g &= \frac{l_1}{i_{yt}} = \frac{450}{12,7} = 35,4 \\ \text{curba B (OL37)} \end{aligned} \right\} \varphi_g = 0,944$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} + \frac{c_x \cdot M_x}{\varphi_g \cdot \left(1 - \frac{N}{A \cdot \sigma_E}\right) W_x} = \frac{206200}{0,866 \cdot 190,8} + \frac{0,426 \cdot 157 \cdot 10^4}{0,944 \cdot \left(1 - \frac{206200}{190,8 \cdot 40538}\right) \cdot 3916} =$$

$$= 1217 + 186 = 1403 \text{ daN/cm}^2 \leq R$$

8. ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL ÎMBINĂRILOR

8.1. Prinderea grindă principală – grinda secundara

Caracteristicile profilelor

Grinda principală – profil I alcătuit, oțel OL 37

$$A=116 \text{ cm}^2$$

$$P=188,4 \text{ cm}$$

$$I_y=69597 \text{ cm}^4$$

$$I_x=1946,35 \text{ cm}^4$$

Grinda secundară – profil I 30 laminat, oțel OL 37

$$h=300 \text{ mm}$$

$$b=125 \text{ mm}$$

$$t=16,2 \text{ mm}$$

$$I_y=9800 \text{ cm}^4$$

$$I_x=451 \text{ cm}^4$$

Eforturile de calcul

- momentul pe reazem intermediar

$$M_r = \frac{ql^2}{14} = \frac{2978 \cdot 10^{-2} \cdot 5,7^2}{14} = 69 \text{ kNm}$$

- forta taietoare

$$T=R=q \frac{5,7}{2} = 2978 \cdot \frac{5,7}{2} = 85 \text{ kN}$$

- forta axiala

$$N = \frac{M_r}{h} = \frac{69 \cdot 10^{-2}}{30} = 230 \text{ kN}$$

Continuizarea grinzii secundare – îmbinarea tălpii

1. Alegerea eclisei

$$b_{gs}=125 \text{ mm}$$

alegem $b_e=120 \text{ mm}$, realizată din Oțel OL 37

$$t_e=16 \text{ mm}$$

2. Alegerea șuruburilor – tipul oțelului OL37

- stabilirea diametrului găurii

$$d_g=17 \text{ mm}$$

- alegem șuruburi nepăsuite sollicitate la forfecare sau întindere si forfecare M16 de lungime:

$$l = l_s + s + m + (10 \div 15)$$

$$l = 16 + 16,2 + 8 + 13 + 15 = 68,2$$

⇒ șurub M 16x70 , b=23 mm , STAS 920-69, grupa 4.6

3. Determinarea eforturilor capabile

$$N_{cap}^b = \min(N_{cap,f}^b ; N_{cap,pg}^b)$$

$$N_{cap,f}^b = n_f * \frac{\pi * d^2}{4} * R_f^b = 1 * \frac{\pi * 16^2}{4} * 130$$

$$\Rightarrow N_{cap,f}^b = 52,3 \text{ kN}$$

$$N_{cap,pg}^b = d * (\sum t_{min}) * R_{pg}^b = 16 * 16 * 340$$

$$\Rightarrow N_{cap,pg}^b = 87 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{cap}^b = 52,3 \text{ kN}$$

$$I=C=\frac{M_r}{h} = \frac{69 * 10^2}{30} = 230 \text{ kN}$$

$$n_b = \frac{I}{N_{cap}^b} = \frac{230}{52,3} = 4,39$$

$\Rightarrow$ folosim 6 șuruburi

$$e_1 = w_1 = 64 \text{ mm} \Rightarrow e_3 = 30,5 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 2d = 2 * 17 = 34 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$e \geq 3d = 3 * 17 = 51 \text{ mm} \Rightarrow e = 55 \text{ mm}$$

- stabilirea lungimii eclisei

$$l_e = b_{GP} + 2 * (e_2 + e + e + e_2) + 2 * 10$$

$$\Rightarrow l_e = 560 \text{ mm}$$

Îmbinarea inimii grinzii secundare

1. Alegerea cornierului cu aripi egale

L 90x90x11

- caracteristici:

$$d_{max} = 25 \text{ mm}$$

$$w_1 = 50 \text{ mm}$$

2. Alegerea diametrului găurii

$$d = 25 \text{ mm}$$

3. Alegerea șuruburilor

- șuruburi nepăsute solicitate la forfecare sau întindere si forfecare M24 cu lungimea:

$$l = l_s + s + m + (10 \div 15)$$

$$l = 11 + 16,2 + 11 + 8 + 19 + 15$$

$$\Rightarrow l = 80,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{aleg } l = 85 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{surub M24x85, } b = 29,5 \text{ mm STAS 920-69, grupa 4.6}$$

4. Determinarea efortului resultant din T si M

$$T = R = 85 \text{ kN}$$

$$N^T = \frac{T}{4} = \frac{85}{4} = 21,25 \text{ kN}$$

$$M_1 = T \cdot e = 85 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 4,25 \text{ kNm}$$

$$N^{M_1} = \frac{M_1}{\sum y_i^2} \cdot y_{\max} = \frac{4,25 \cdot 10^2 \cdot 8,25}{2(2,75^2 + 8,25^2)}$$

$$\Rightarrow N_{M_1} = 23,18 \text{ kN}$$

$$N_R = \sqrt{N^{T^2} + N^{M_1^2}} = \sqrt{21,25^2 + 23,18^2}$$

$$\Rightarrow N_R = 31,44 \text{ kN}$$

5. Calculul eforturilor capabile

$$N_{cap}^b = \min(N_{cap,f}^b ; N_{cap,pg}^b)$$

$$N_{cap,f}^b = n_f \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot R_f^b = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 24^2}{4} \cdot 130$$

$$\Rightarrow N_{cap,f}^b = 117,6 \text{ kN}$$

$$N_{cap,pg}^b = d \cdot \sum t_{\min} \cdot R_{pg}^b = 24 \cdot 16,2 \cdot 340$$

$$\Rightarrow N_{cap,pg}^b = 132,2 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{cap}^b = 117,6 \text{ kN}$$

$$N_{cap,i}^b = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot R_i^b = \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} \cdot 170$$

$$\Rightarrow N_{cap,i}^b = 76,9 \text{ kN}$$

6. Verificari

$$N^{M_1} < N_{cap,i}^b \Rightarrow 23,18 < 76,9$$

$$N^T < N_{cap} \Rightarrow 21,25 < 117,6$$

$$\sigma_{ech} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,1 R_i^b$$

$$\sigma = \frac{N^{M_1}}{A} = \frac{N^{M_1}}{\pi \cdot d^2 / 4} = \frac{23,18 \cdot 10^3}{\pi \cdot 24^2 / 4} = 51,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{N^T}{A} = \frac{N^T}{\pi * d^2 / 4} = \frac{21,25 * 10^3}{\pi * 24^2 / 4} = 47 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{ech} = \sqrt{51,26^2 + 3 * 47^2} = 96,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ech} < 1,1 R_i^b$$

$$96,2 < 1,1 * 170$$

$$96,2 < 187 \text{ ok}$$

Prinderea cornierului pe grinda principala

Alegem cornier L 90*90*11

- caracteristici:

$$d_{max} = 25 \text{ mm} ; W_1 = 50 \text{ mm}$$

$$T = 85 \text{ kN}$$

Alegerea diametrului gaurilor

$$d_g = 17 \text{ mm}$$

Alegerea suruburilor

- surub M16 de lungime

$$l = l_s + s + m + (10-15)$$

$$l = 11 + 8 + 11 + 13 + 15 = 66 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l = 70 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{surub M16*70P ; } b = 23 \text{ mm STAS 920-69 Grupa 4.6.}$$

Determinarea eforturilor capabile

$$N_{cap}^b_{,f} = n_f \frac{\pi d^2}{4} * R_f^b = 2 \frac{\pi 16^2}{4} * 130$$

$$N_{cap}^b_{,f} = 52,3 \text{ kN}$$

$$N_{cap}^b_{,pg} = d * (\sum t \min) * R_{pg} = 16 * 8 * 340$$

$$\Rightarrow N_{cap}^b_{pg} = 43,52 \text{ kN}$$

$$N_{cap}^b = \min (N_{cap}^b_{,f} ; N_{cap}^b_{,pg})$$

$$\Rightarrow N_{cap} = 43,52 \text{ kN}$$

Verificare

$$n * N_{cap}^b > T * 2$$

n – numărul de suruburi ; n=4

$$4 * 43,52 = 174 > 85 * 2 = 170$$

8.2. Prinderea grindă principală – stâlp central

8.2.1. Realizarea îmbinării grindă – stâlp folosind șuruburi obișnuite

$$M_{\max} = 399 \text{ KNm}$$

$$T_{af.} = 187 \text{ KNm}$$

- stabilirea tipului și calitatea șurubului:
- stabilirea diametrului șurubului

$$d = \sqrt{5t} - 0,2 \text{ (cm)}$$

$$d = \sqrt{5 * 1,4} - 0,2 = 2,44 \text{ cm}$$

⇒ se aleg șuruburi pasuite semiprecise categoria 4.6

M 30*100 STAS 6220-69

- stabilirea numărului de șuruburi
șuruburi pe două coloane $n = 18$
- stabilirea solicitărilor în centrul de greutate al îmbinării
 $M = 399 \text{ KNm}$
 $T = 187 \text{ KN}$
- stabilirea solicitării în șurubul cel mai solicitat

$$N_M^{\max} = M * \frac{y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

$$N_M^{\max} = 399 * 10^3 * \frac{890}{2 * (100^2 + 245^2 + 345^2 + 445^2 + 545^2 + 645^2 + 790^2 + 890^2)}$$

$$N_M^{\max} = 70,56 \text{ KNm}$$

$$N_T = \frac{T}{n} = \frac{187}{18} = 10,38 \text{ KN}$$

- stabilirea efortului capabil al șurubului
- la forfecare

$$N_{cf} = n_f * \frac{\pi * d^2}{4} R_f^b$$

$$N_{cf} = 1 * \frac{3,14 * 30^2}{4} * 130 = 91,84 \text{ KN}$$

- la întindere

$$N_{ci} = A_s * R_i^b$$

$$N_{ci} = 5,61 * 10^2 * 170 = 95,37 \text{ KN}$$

- la presiune pe gaură

$$N_{cp} = d * (\sum t) * R_p^b$$

$$N_{cp} = 3 * 2 * 10^2 * 340 = 204 \text{ KN}$$

- verificarea indeplinirii conditiilor

$$1) N_M^{\max} \leq N_{ci}$$

$$2) N_T \leq \min(N_{cf} ; N_{cp})$$

$$1) 70,56 \text{ KN} \leq 95,37 \text{ KN}$$

$$2) 10,38 \text{ KN} \leq \min(91,84; 204)$$

$$10,38 \text{ KN} \leq 91,84 \text{ KN}$$

- verificarea efortului unitar echivalent in sectiunea sollicitata concomitent la intindere si forfecare

$$\sigma_M = \frac{N_M^{\max}}{A_{br}}$$

$$\sigma_M = \frac{78,49 * 10^3}{7,06 * 10^2} = 111,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{N_T}{A_{br}}$$

$$\tau = \frac{10,38 * 10^3}{7,06 * 10^2} = 14,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ech.} = \sqrt{\sigma_M^2 + 3 * \tau^2} \leq 1,1 R_i^b$$

$$\sigma_{ech.} = \sqrt{111,17^2 + 3 * 14,70^2} \leq 1,1 * 170$$

$$114,05 \text{ N/mm}^2 \leq 187 \text{ N/mm}^2$$

8.2.1. Realizarea îmbinării grindă – stâlp folosind SIRP

Spre deosebire de îmbinările cu șuruburi, îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate transmit eforturile de la o piesă la alta prin frecarea care apare la suprafața de contact dintre piese datorită strângerii puternice a șuruburilor, deci a pretensionării acestora.

Capacitatea de rezistență a unei îmbinări folosind SIRP depinde de efortul de întindere din tijă, de valoarea coeficientului de frecare dintre suprafețele în contact, de numărul șuruburilor și de numărul suprafețelor de alunecare.

Rezolvarea îmbinării presupune parcurgerea următoarelor etape:

- alegerea grupei caracteristice și a diametrului pentru SIRP ce urmează a fi utilizate:

se alege:

grupa 10.9

$d=25\text{ mm}$

rezultă:

$$R_c = 9000\text{ daN/cm}^2$$

$$R_c = \begin{cases} 6400\text{ daN/cm}^2 - \text{grupa 8.8} \\ 9000\text{ daN/cm}^2 - \text{grupa 10.9} \end{cases}$$

$$A_n = 3,24\text{ cm}^2$$

- pe baza distantelor minime, maxime între șuruburi se propune o variantă de dispunere a acestora:

distanța între șuruburi

$$e \in [3d \ 8d] \Rightarrow e \in [7,5\text{cm} \ 20\text{cm}] \Rightarrow e = 12\text{ cm}$$

rezultă numărul de șuruburi

$$n = 2 \cdot 9 = 18\text{ buc}$$

- reducerea eforturilor în centrul de greutate al îmbinării:

$$M = 399\text{ kNm}$$

$$T = 187\text{ kN}$$

$$(M_{\max} \rightarrow T_{af} \equiv T_{\max} \rightarrow M_{af})$$

- stabilirea efortului capabil pentru SIRP:

$$N_{\text{cap}} = m \cdot n_s \cdot f \cdot N_t$$

unde:

$$m = 0,9$$

$$n_s = 1$$

$$f = 0,4$$

- coeficient al condițiilor de lucru;

- numărul suprafețelor de alunecare;

- coeficientul de frecare;

$$f = \begin{cases} 0,30\text{ piese curatate cu peria} \\ 0,40\text{ piese din OL37 curatate prin sablare} \\ 0,50\text{ piese din OL44 (OL52) curatate prin sablare} \end{cases}$$

$$N_t = 0,8 \cdot A_n \cdot R_c$$

N_t - efortul de pretensionare al șurubului;

$$A_n = 3,24\text{ cm}^2$$

$$R_c = 9000\text{ daN/cm}^2$$

$$N_t = 0,8 \cdot 3,24 \cdot 9000 = 23328\text{ daN}$$

$$N_{\text{cap}} = 0,9 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot 23328 = 8398\text{ daN}$$

- compararea efortului capabil cu efortul solicitant pentru șurubul cel mai solicitat:

$$N_{\max} = \sqrt{N_M^2 + T^2}$$

unde:

$$N_M^{\max} = \frac{M \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{399 \cdot 10^4 \cdot 108}{2 \cdot (12^2 + 24^2 + 36^2 + 48^2 + 60^2 + 72^2 + 84^2 + 96^2 + 108^2)} =$$

$$= \frac{399 \cdot 10^4 \cdot 108}{2 \cdot 41040} = 5250 \text{ daN}$$

$$T_{\text{SIRP}} = \frac{T}{n} = \frac{18700}{18} = 1039 \text{ daN}$$

rezultă:

$$N_{\max} = \sqrt{5250^2 + 1039^2} = 5352 \text{ daN}$$

- șurubul este solicitat la un efort de întindere în tijă caz în care efortul capabil se reduce la:

$$\blacksquare N_{\text{cap}}' = N_{\text{cap}} \left(1 - \frac{N_M}{N_t} \right)$$

- relația se poate aplica numai dacă $N_M < 0,6 \cdot N_t$ adică:

$$5250 < 0,6 \cdot 23328 = 13997 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\blacksquare N_{\text{cap}}' = 8398 \left(1 - \frac{5250}{23328} \right) = 0,77 \cdot 8398 = 6508 \text{ daN}$$

- relația de verificare este:

$$\blacksquare N_{\max} < N_{\text{cap}} \Rightarrow 5353 < 6508 \Rightarrow \text{relatia este verificata}$$

8.3. CALCULUL BAZEI STALPILOR

Rezemarea pe fundație a unui stâlp metalic se face prin intermediul bazei stâlpului. Acesta reprezintă o dezvoltare a acestuia la capătul inferior, pentru a mări suprafața de contact cu betonul, ale cărei caracteristici sunt mult inferioare oțelului.

Conform schemei statice adoptate în calculul static, reazemul s-a considerat încastrat.

Proiectarea bazei stâlpului cuprinde dimensionarea plăcii de bază, a traverselor și a șuruburilor de ancoraj. Pentru ca placa de bază să nu rezulte de grosime prea mare, se pot dispune rigidizări verticale care îmbunătățesc condițiile de rezemare a plăcii pe contur.

Calculul bazei stâlpilor se conduce pentru cea mai defavorabilă combinație moment încovoietor M - efort axial N , aferente aceleiași combinații de încărcări.

Forța tăietoare nu intervine în calculul bazei stâlpilor deoarece se considera că aceasta se transmite prin frecarea dintre placa de bază și fundație.

8.3.1. Determinarea dimensiunilor în plan ale plăcii de bază

Dimensiunile în plan ale plăcii de bază (lungimea L și lățimea B) se determina în funcție de solicitările:

$$\text{a) } M_{\max} - N_{af}$$

$$\text{b) } N_{\max} - M_{af}$$

(calculate față de axele centrale ale plăcii aferente aceleiași combinații de încărcări) și în funcție de rezistența de calcul a betonului din blocul de fundație (tab. 7.1).

Tabelul 7.1

Clasa conf. C140-86	Bc3,5	Bc5	Bc7,5	Bc10	Bc15	Bc20	Bc22,5	Bc30
Clasa conf. NE012	C2,8/ 3,5	C4/5	C6/7,5	C8/10	C12/15	C16/20	C18/ 22,5	C25/30
R_c [daN/cm ²]	22	32	47	65	95	125	150	180

Relația de calcul este:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_{pl}} \pm \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} \leq R_c$$

De obicei, în această relație se impune una dintre dimensiunile plăcii (B sau L), din condiții de dimensiuni ale secțiunii transversale ale stâlpului, cealaltă dimensiune rezultând din relația de mai sus, la limită.

Se obișnuiește impunerea valorii B, care se alege în funcție de lățimea stâlpului, b, la care se adaugă grosimea celor doua traverse (10-15 mm) și lățimea cu care placa de baza este dezvoltată în afara traverselor într-o parte și cealaltă (aproximativ 60-100 mm).

Dimensiunile B și L obținute se rotunjesc superior la multiplu de 50 mm și astfel încât dimensiunile să se găsească în sortimentul de tabla produs în țara noastră (fig. 8.1).

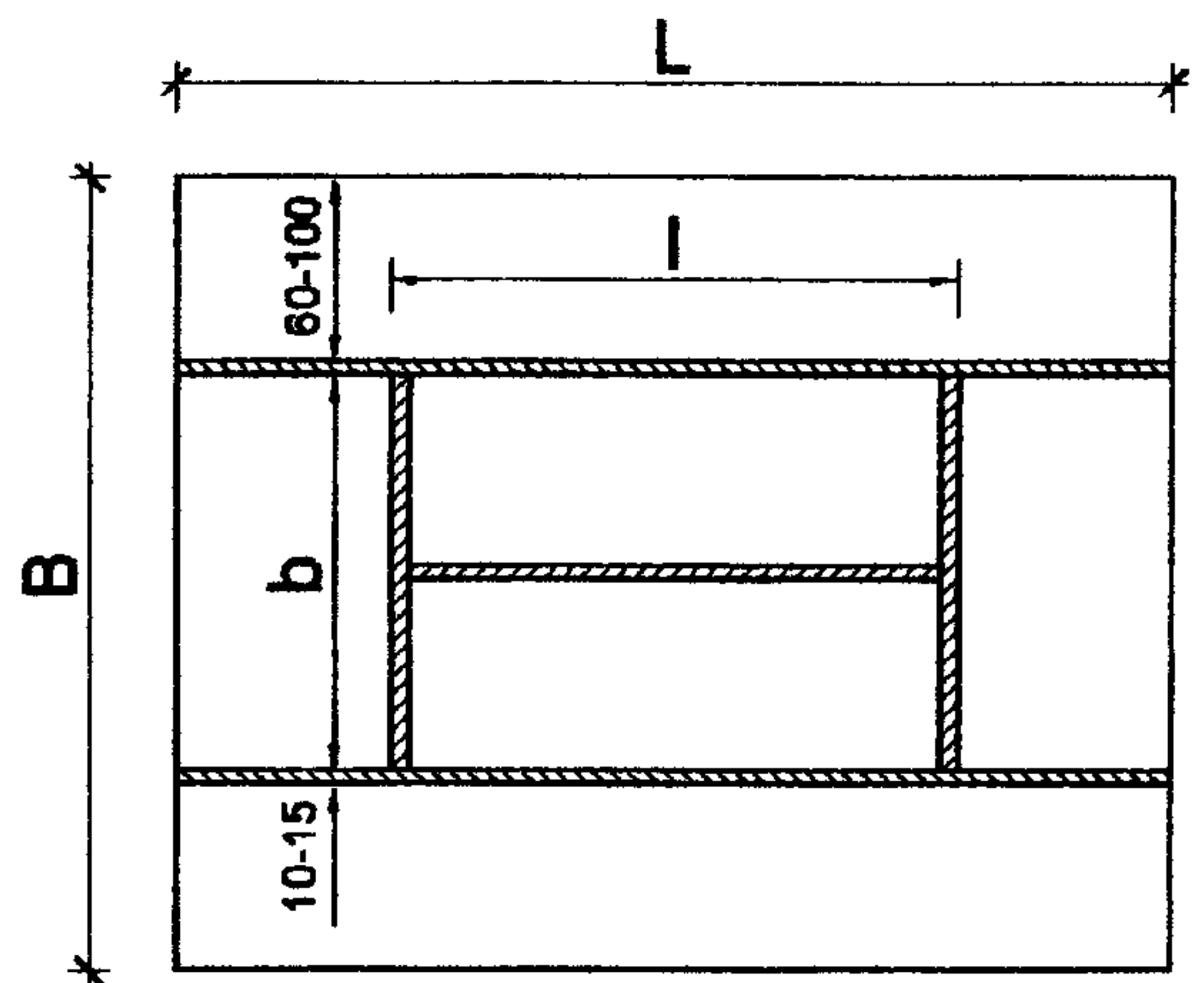


Fig. 8.1.

Stâlpul marginal

Impunem $B = 300 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 100 = 420 \text{ mm} \Rightarrow 450 \text{ mm}$

Înlocuind în relația de calcul și adoptând pentru blocul de fundație beton Bc10 (C8/10 $R_c = 65 \text{ daN/cm}^2$) rezultă:

$$\frac{-125900}{45 \cdot L} + \frac{6 \cdot 135 \cdot 10^4}{45 \cdot L^2} = 65 \Rightarrow L = 78,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 800 \text{ mm}$$

($M_{\max} = 135 \text{ kNm}$ $N_{af} = 1259 \text{ kN}$).

Verificând tensiunile care apar în blocul de fundație realizat din beton C8/10 (Bc10) pentru cele două cazuri se obține:

■ cazul $M_{\max} - N_{af}$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_{pl}} \pm \frac{M}{W_{pl}} = \frac{-1259 \cdot 10^2}{45 \cdot 80} \pm \frac{6 \cdot 135 \cdot 10^4}{45 \cdot 80^2} = \begin{cases} \sigma_1 = -6,84 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -63,1 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

■ cazul $N_{\max} - M_{af}$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_{pl}} \pm \frac{M}{W_{pl}} = \frac{-1478 \cdot 10^2}{45 \cdot 80} = \begin{cases} \sigma_1 = -41 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -41 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = 63 < 65 \text{ daN/cm}^2 \text{ (efort de compresiune).}$$

Stâlpul central

$$\text{Impunem } B = 440 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 100 = 660 \text{ mm} \Rightarrow 700 \text{ mm}$$

Înlocuind în relația de calcul și adoptând pentru blocul de fundație beton Bc10 (C8/10 $R_c = 65 \text{ daN/cm}^2$) rezultă:

$$\frac{-206200}{70 \cdot L} + \frac{6 \cdot 157 \cdot 10^4}{70 \cdot L^2} = 65 \Rightarrow L = 73,5 \text{ cm} \Rightarrow L = 750 \text{ mm}$$

$$(M_{\max} = 157 \text{ kNm} \quad N_{af} = 2062 \text{ kN}).$$

Verificând tensiunile care apar în blocul de fundație realizat din beton C8/10 (Bc10) pentru cele două cazuri se obține:

- cazul $M_{\max} - N_{af}$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_{pl}} \pm \frac{M}{W_{pl}} = \frac{-2062 \cdot 10^2}{70 \cdot 75} \pm \frac{6 \cdot 157 \cdot 10^4}{70 \cdot 75^2} = \begin{cases} \sigma_1 = -15,3 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -63,2 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

- cazul $N_{\max} - M_{af}$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_{pl}} \pm \frac{M}{W_{pl}} = \frac{-3053 \cdot 10^2}{70 \cdot 75} = \begin{cases} \sigma_1 = -58 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -58 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = 63,2 < 65 \text{ daN/cm}^2 \text{ (efort de compresiune).}$$

8.3.2. Calculul șuruburilor de ancoraj

Pe baza dimensiunilor plăcii de bază se verifică presiunea pe cuzinetul de beton armat (fig. 8.2) iar apoi se determină efortul din șuruburile de ancoraj:

$$x = \frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}} \cdot L$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{x}{3}$$

$$d = a + \frac{L}{2} + c$$

$$c = 80-100 \text{ mm}$$

Ecuția de moment se scrie:

$$n \cdot T \cdot d = M - N \cdot a$$

Rezultă:

$$n \cdot T = \frac{M - N \cdot a}{d}$$

Funcție de T se alege numărul și tipul șuruburilor de ancoraj.

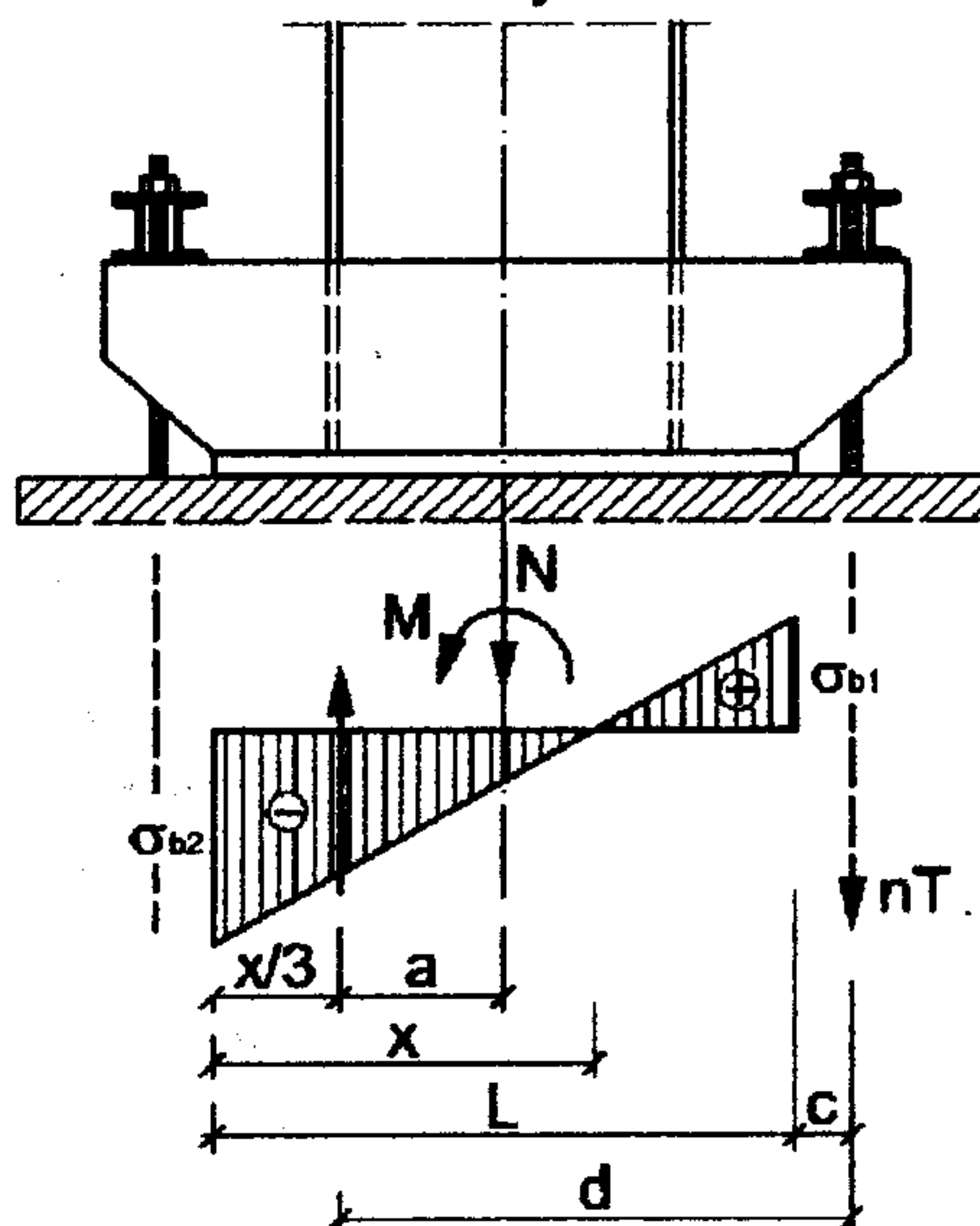


Fig. 8.2

Stâlpul marginal

În urma calculelor efectuate la punctul 8.3.1 au rezultat:

$$M \max - N \min \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b1} = -6,84 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{b2} = -63,1 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$N \max - M \min \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -41 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -41 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Ținând cont că pe cuzinetul de beton armat nu apar eforturi unitare de întindere în nici una din combinațiile practic posibile ale ipotezelor de încărcare rezultă că dispunerea șuruburilor nu este necesară. Totuși se vor prevedea constructiv, de fiecare parte câte două șuruburi M24.

Stâlpul central

În urma calculelor efectuate la punctul 8.3.1 au rezultat:

$$M \max - N \min \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -15,3 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -63,2 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$N \max - M \min \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -58 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -58 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Ținând cont că pe cuzinetul de beton armat nu apar eforturi unitare de întindere în nici una din combinațiile practic posibile ale ipotezelor de încărcare rezultă că dispunerea șuruburilor nu este necesară. Totuși se vor prevedea constructiv, de fiecare parte câte două șuruburi M24.

8.3.3. Determinarea înălțimii traverselor

Traversele au fost alese de grosime 10 mm.

Se considera că efortul se transmite din stâlp la traverse și de la acestea la placa de bază. Înălțimea traverselor se determină pe baza unui calcul al lungimii cordonelor de sudura necesare, care fac prinderea dintre traverse și stâlp (fig.8.3).

Astfel, se consideră că fiecare dintre tălpile stâlpului va prelua efortul

$$N_{tr} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h}, \text{ cu } h \text{ înălțimea secțiunii}$$

transversale a stâlpului și (N,M,) pereche de valori aferente de solicitări.

Efortul unitar din cordonul de sudură este:

$$\tau_s = \frac{N_{tr}}{A_s} = \frac{N_{tr}}{4 \cdot a \cdot l_s} \leq R_f^s$$

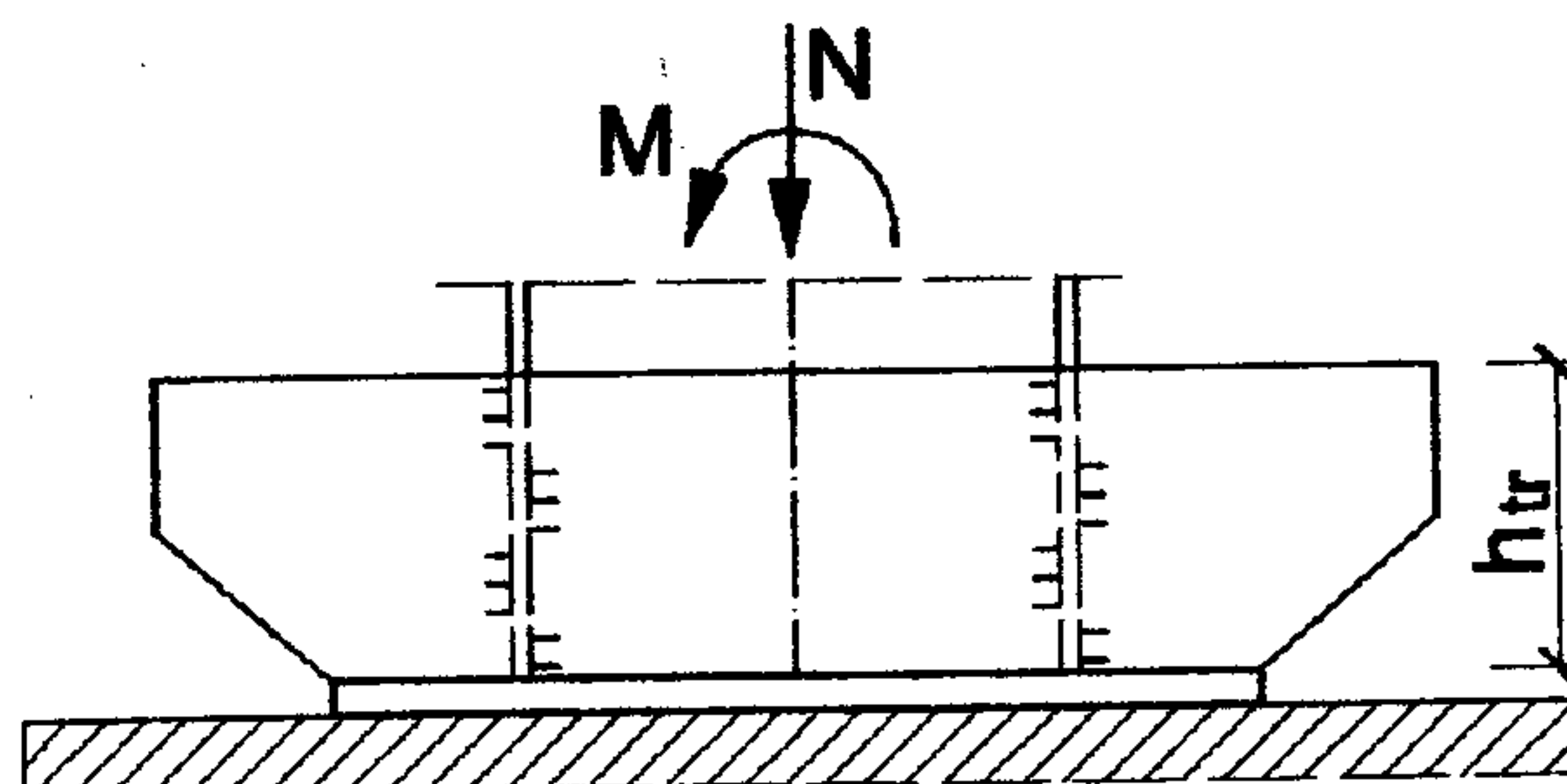


Fig. 8.3

Stâlpul marginal

- Varianta a) $N_{tr} = \frac{125900}{2} + \frac{135 \cdot 10^4}{40} = 96700 \text{ daN}$

- Varianta b) $N_{tr} = \frac{N}{2} = \frac{147800}{2} = 73900 \text{ daN}$

Grosimea cordonului de sudura $a_{\min} < a < 0,7 \cdot t_{\min}$, se alege $a=5 \text{ mm}$.

Rezultă:

$$A_s = \frac{N_{tr}}{R_f^s} = \frac{96700 \text{ daN}}{1500 \text{ daN/cm}^2} = 65 \text{ cm}^2$$

$$l_s^c = \frac{A_s}{4 \cdot a} = \frac{65}{4 \cdot 0,5} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow l_s = l_s^c + 2a = 33,5 \Rightarrow l_s = 350 \text{ mm}$$

Stâlpul central

În mod analog, pentru stâlpul central rezultă:

- Varianta a) $N_{tr} = \frac{206200}{2} + \frac{157 \cdot 10^4}{50} = 134500 \text{ daN}$

- Varianta b) $N_{tr} = \frac{305300}{2} = 152650 \text{ daN}$

Grosimea cordonului de sudura $a_{\min} < a < 0,7 \cdot t_{\min}$, se alege $a=5 \text{ mm}$.

Rezultă:

$$A_s = \frac{N_{tr}}{R_f^s} = \frac{152650 \text{ daN}}{1500 \text{ daN/cm}^2} = 102 \text{ cm}^2$$

$$l_s^c = \frac{A_s}{4 \cdot a} = \frac{102}{4 \cdot 0,5} = 51 \text{ cm} \Rightarrow l_s = l_s^c + 2a = 52 \Rightarrow l_s = 520 \text{ mm}$$

8.3.4. Determinarea grosimii plăcii de bază

Pentru determinarea grosimii plăcii de baza se considera placa rezemata pe capătul stâlpului, pe traverse si pe nervurile de rigidizare (daca acestea exista), iar încărcarea se considera a fi presiunea de pe talpa fundației R_b . Astfel, se poate considera ca placa este împărțită într-o serie de placi mai mici, limitate de traverse si rigidizări, care diferă între ele funcție de modul de rezemare.

În figura 8.3 se pot observa următoarele tipuri de plăci:

- Placa rezemata pe tot conturul (placa de tip 1)
- Placa rezemata pe trei laturi (placa de tip 2)
- Placa rezemata pe doua laturi (placa de tip 3)

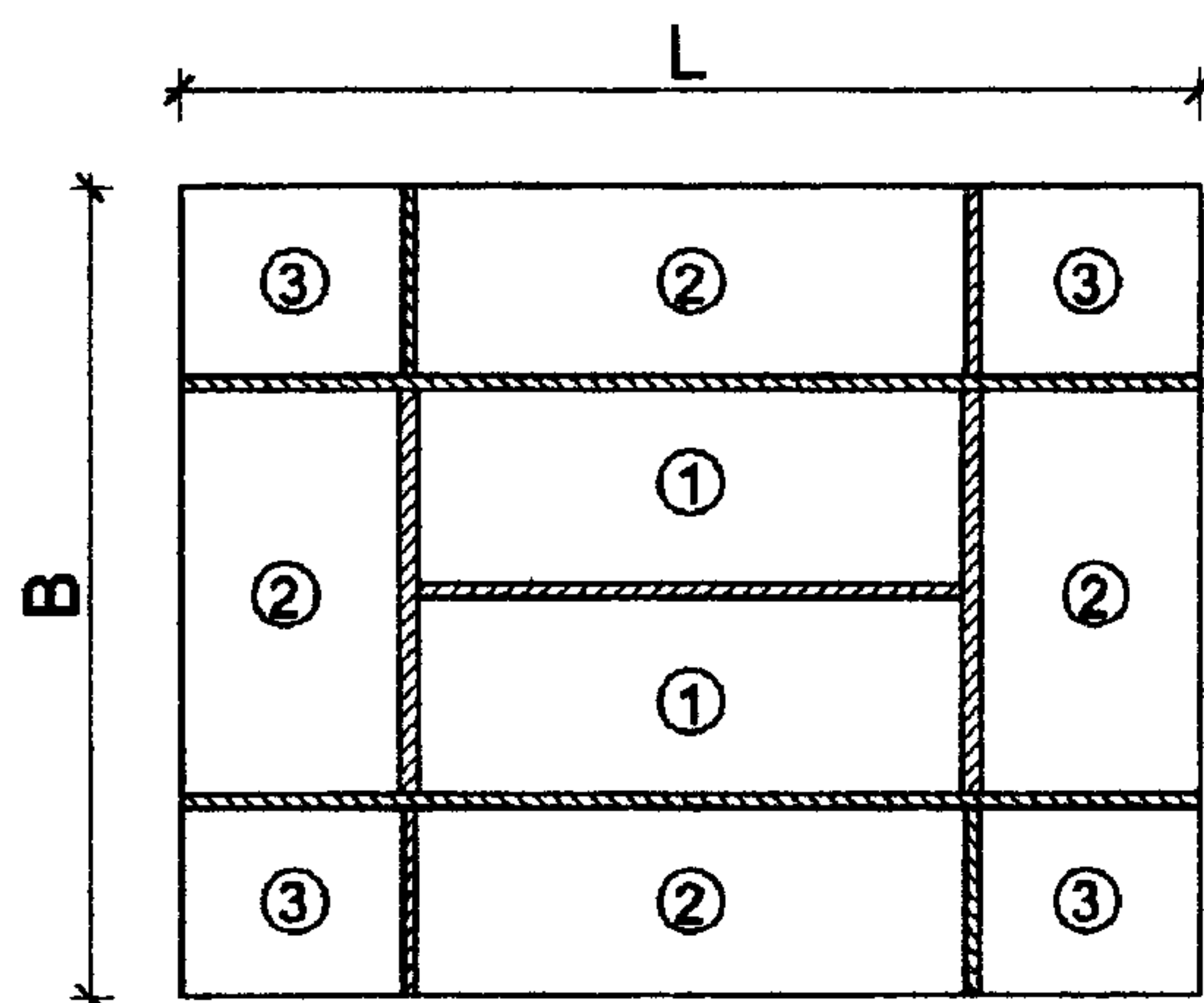


Fig. 8.3

Momentele care solicită aceste plăci se calculează cu relațiile:

- Placa tip 1:

$$M_1 = \alpha_1 \cdot R_b \cdot a^2 \text{ (în direcții paralele cu latura mai scurtă „a” a plăcii)}$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot R_b \cdot a^2 \text{ (în direcții paralele cu latura mai lungă a plăcii)}$$

- Placa tip 2:

$$M = \beta \cdot R_b \cdot a^2 \text{ (moment maxim la mijlocul laturii libere)}$$

în care:

- R_b este presiunea betonului
- $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ coeficienți care se scot din tabelul 7.2, funcție de raportul laturilor plăcuitei respective (a x b).

Tabelul 7.2

	b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	α_1	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081
	α_2	0.048	0.049	0.050	0.050	0.050	0.050
	b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
	α_1	0.086	0.091	0.094	0.098	0.100	0.125
	α_2	0.049	0.048	0.048	0.047	0.046	0.037
	b₁/a	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	β	0.060	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112
	b₁/a	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	>2,0
	β	0.120	0.126	0.128	0.130	0.132	0.133

Momentul corespunzător plăcii în consola se calculează pentru o fâșie de 1 cm.

Momentul maxim determină grosimea t_{pl} a plăcii de bază, care se va adopta pentru întreaga placă:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R}}$$

cu R rezistența oțelului din placa de bază (în cazul nostru, OL37 – $R=2100 \text{ daN/cm}^2$).

Grosimea plăcii trebuie să se situeze între 20 și 40 mm.

Daca pentru una dintre plăcute această grosime este mai mare, se va modifica tipul de rezemare la capete al plăcii prin introducerea unor rigidizări suplimentare, care vor modifica dimensiunile și raportul laturilor noilor plăcute care se formează, și implicit valoarea momentului.

Stâlpul marginal

În urma determinării dimensiunilor plăcii de bază se propune următoarea schemă de dispunere a rigidizărilor (fig. 8.4):

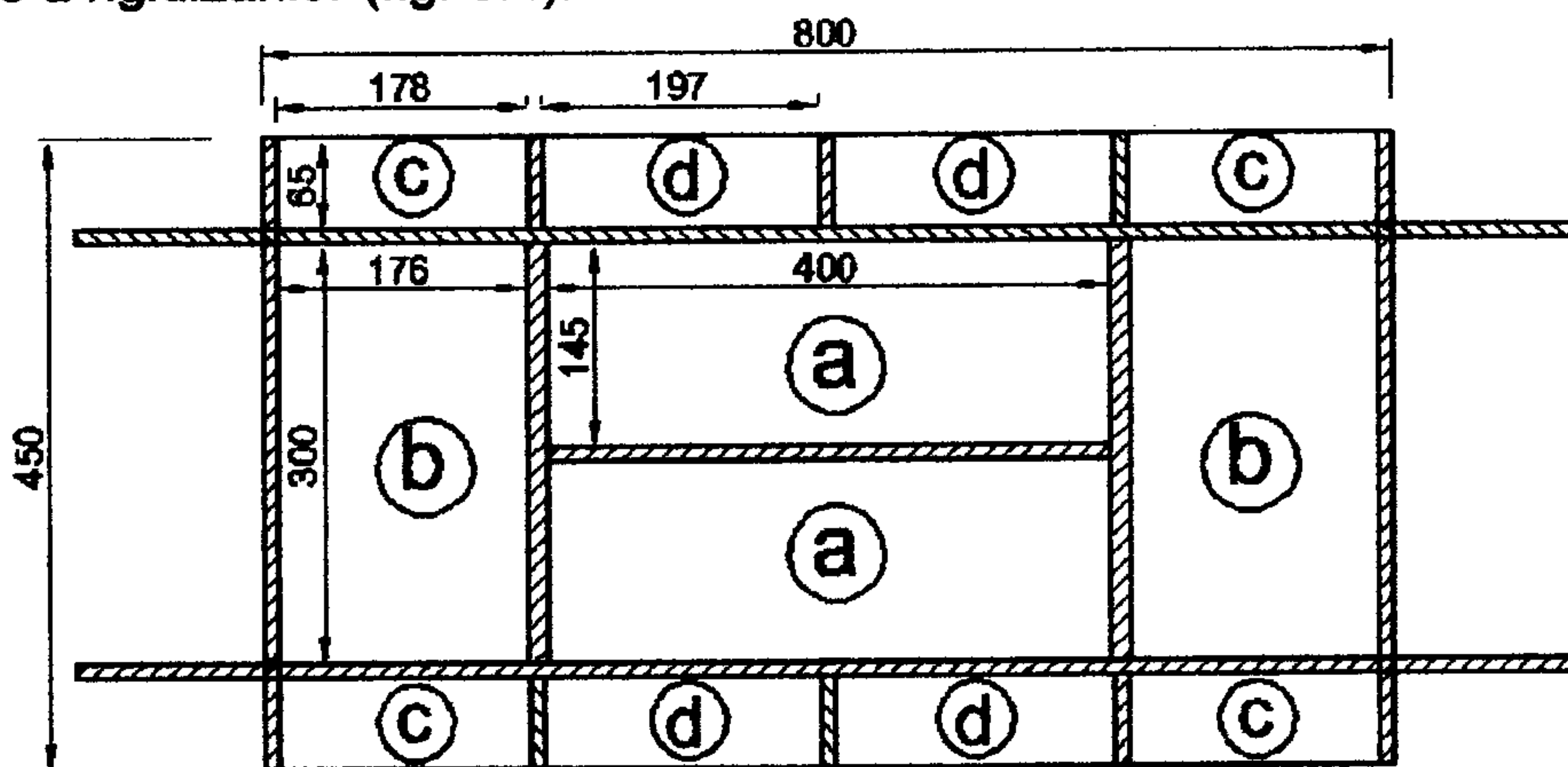


Fig. 8.4.

Determinarea coeficienților momentelor încovoietoare este prezentată în tab. 8.3.

Tabelul 8.3

Denumire placă	Tip placă	Dimensiuni	Raportul laturilor	α_1	α_2	β
a	1	400 x 145	400/145=2,7>2	0.125	0.037	
b	1	300 x 176	300/176=1,7	0.091	0.048	
c	2	65 x 178	65/178=0,4			0.060
d	2	65 x 197	65/197=0,3			0.060

Dacă se consideră $R_b = \sigma_{\max} = 63,1 \text{ daN/cm}^2$, se obțin momentele încovoietoare din tabelul 8.4:

Tabelul 8.4

Denumire placă	α_1	M [daNcm]	α_2	M [daNcm]	β	M [daNcm]	M _{max} [daNcm]
a	0.125	1658	0.037	491			1779
b	0.091	1779	0.048	938			
c					0.060	1199	
d					0.060	1469	

Rezultă:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1779}{2100}} = 2,25 \text{ cm} \Rightarrow t_{pl} = 25 \text{ mm}$$

Stâlpul central

În urma determinării dimensiunilor plăcii de bază se propune următoarea schemă de dispunere a rigidizărilor (fig. 8.5):

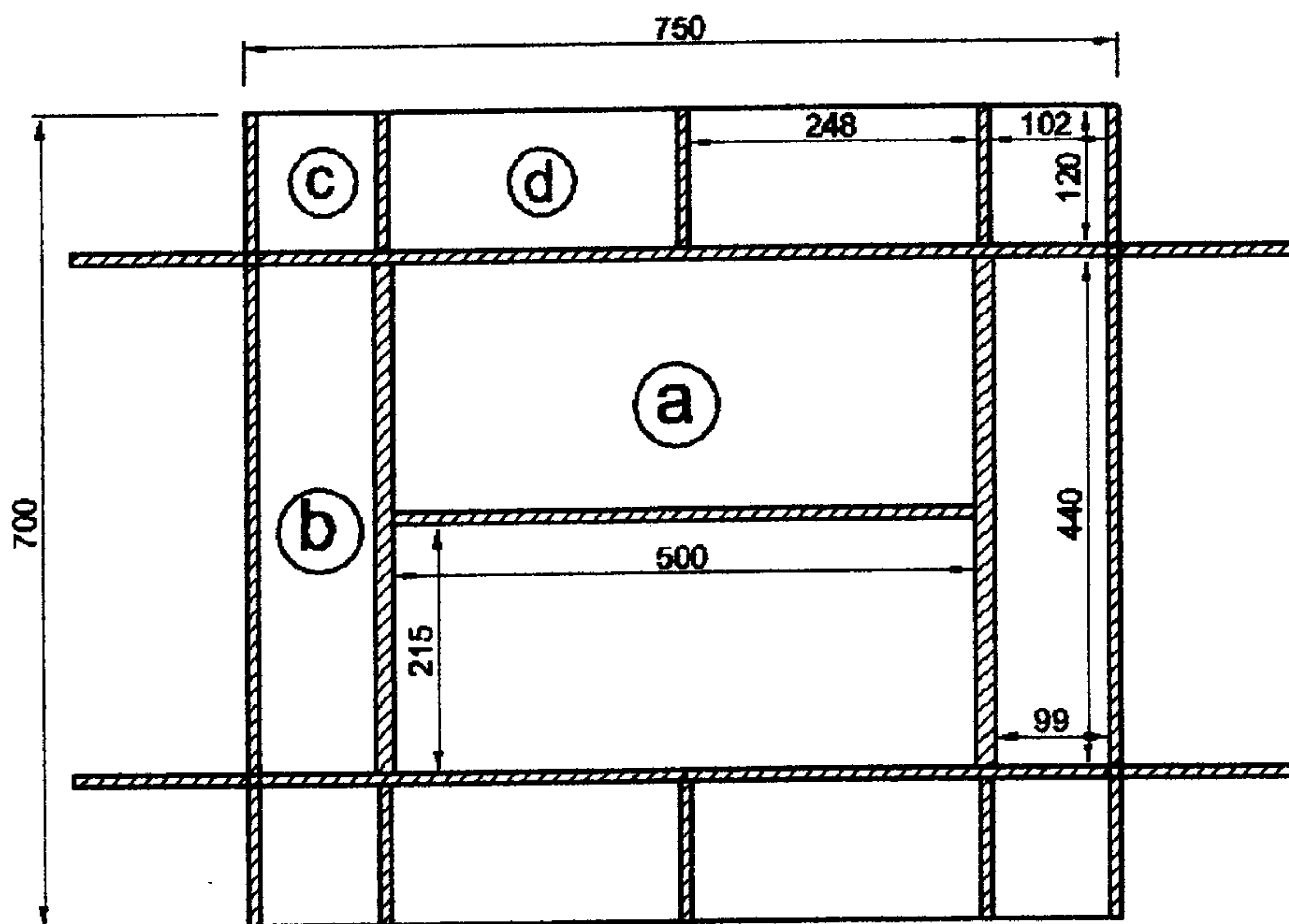


Fig. 8.5.

Determinarea coeficienților momentelor încovoietoare este prezentată în tab. 8.5.

Tabelul 8.5

Denumire placă	Tip placă	Dimensiuni	Raportul laturilor	α_1	α_2	β
a	1	500 x 215	500/215=2,3>2	0.125	0.037	
b	1	440 x 99	440/99=4.4	0.125	0.037	
c	2	120 x 102	120/102=1,2			0.12
d	2	120 x 248	120/248=0,5			0.06

Dacă se consideră $R_b = \sigma_{\max} = 63,2 \text{ daN/cm}^2$, se obțin momentele încovoietoare din tabelul 8.6:

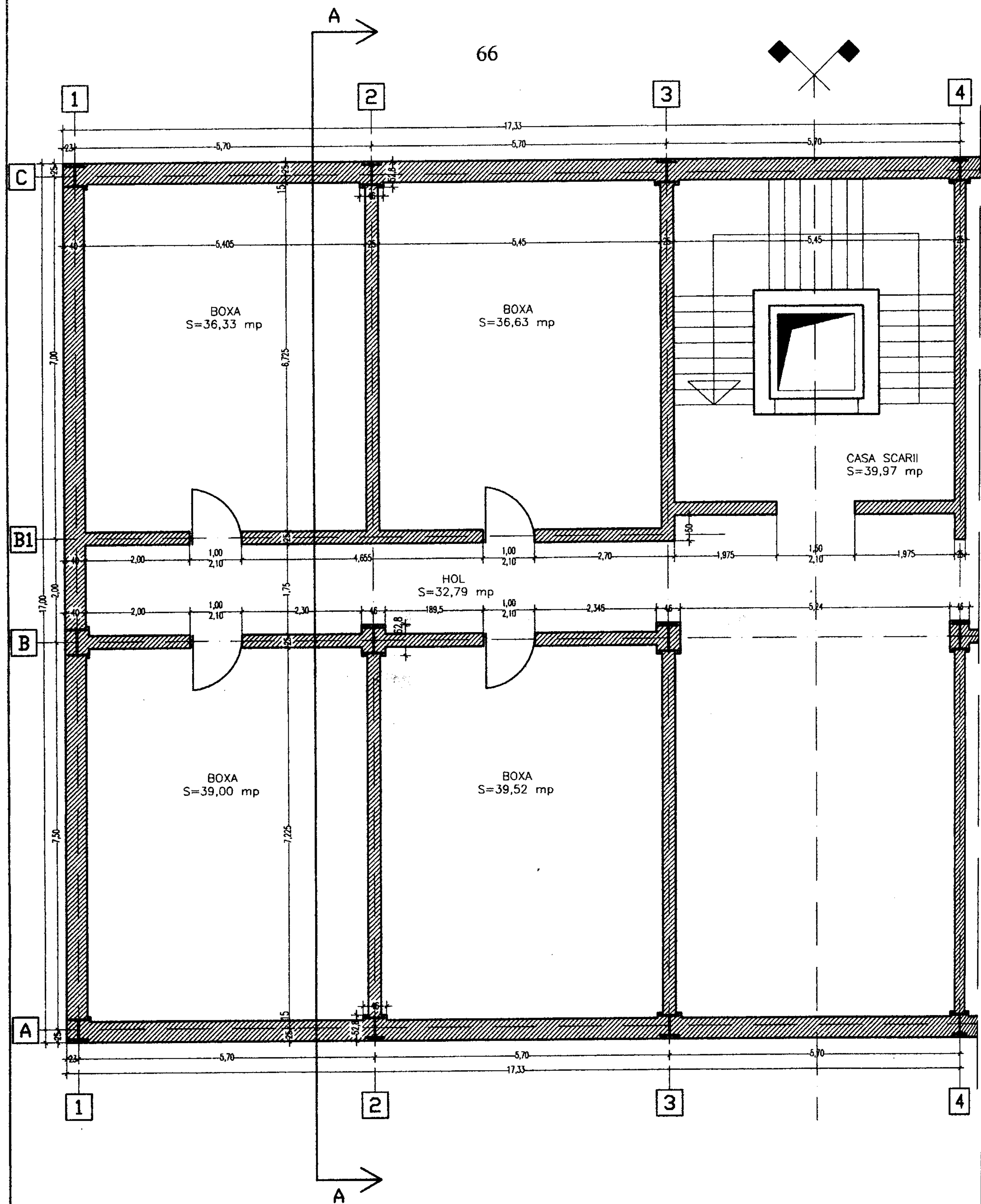
Tabelul 8.6

Denumire placă	α_1	M [daNcm]	α_2	M [daNcm]	β	M [daNcm]	M _{max} [daNcm]
a	0.125	3651	0.037	1081			3651
b	0.125	774	0.037	230			
c					0.12	789	
d					0.06	2332	

Rezultă:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3651}{2100}} = 3,22 \text{ cm} \Rightarrow t_{pl} = 35 \text{ mm}$$

În continuare se dau piesele desenate necesare execuției.



UNIVERSITATEA TEHNICA CLUJ-NAPOCA FAC. DE CONSTRUCTII			PROIECT CONSTRUCTII METALICE AN IV SEMESTRUL II		Planşa Nr. 1
	Nume	Semnatura	Scara 1:100	PLAN SUBSOL	
PROIECTAT					
DESENAT			Data nov.2003		
VERIFICAT					

SECTIUNE TRANSVERSALA A-A

68

+22,85

+22,24

2%

2%

Invelitoare bituminoasa
Suportul invelitorii
Beton de panta
Protectia termoizolatiei
Termoizolatie
Bariera de vapori
Sapa de egalizare
Placa beton armat
Tencuiala

+18,50

+15,00

+11,50

+8,00

+4,50

+ -0,00

-1,00

-2,50

3%

7,00

2,00

7,50

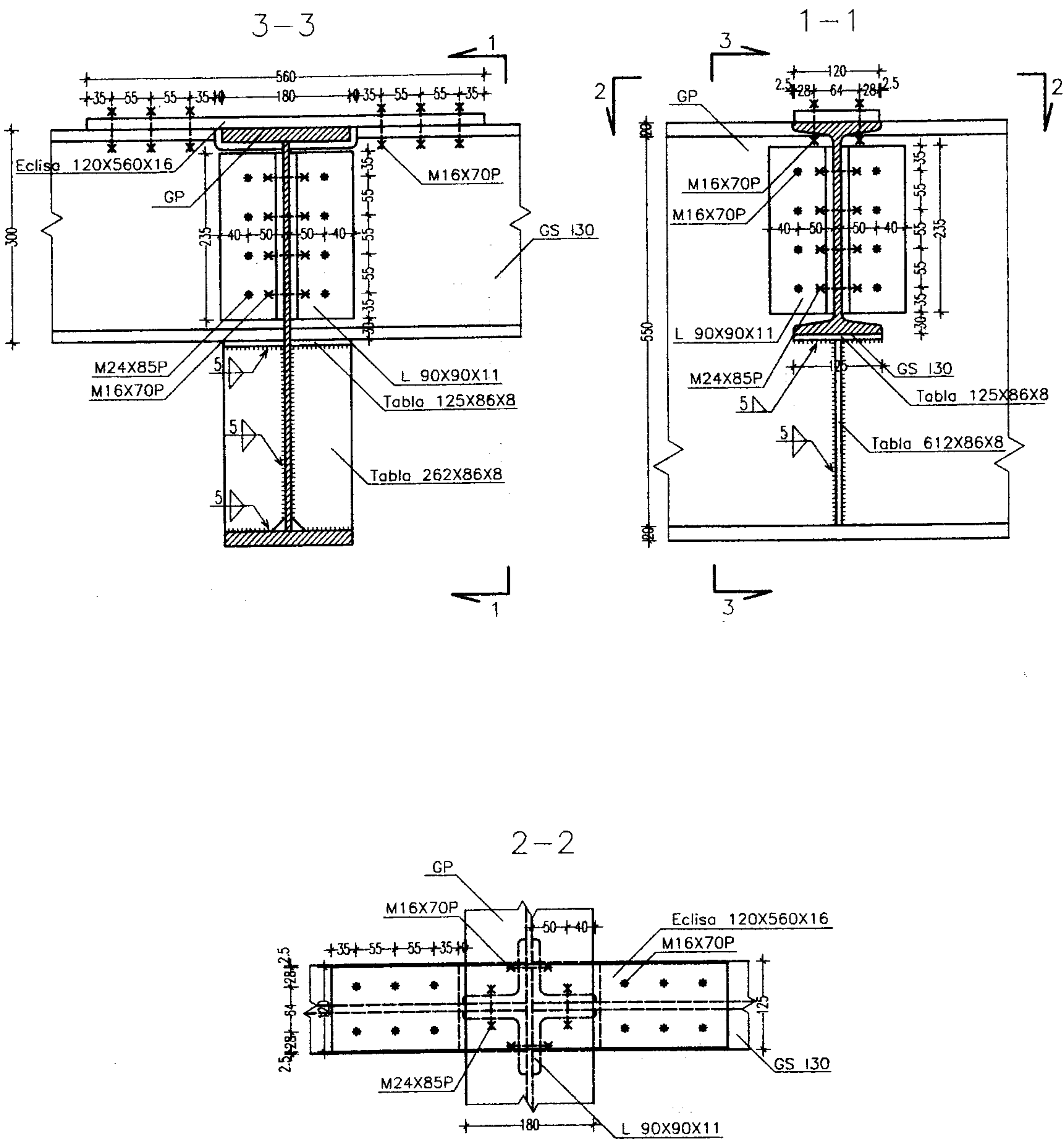
C

B1

B

A

Prindere grinda principala – grinda secundara



UNIVERSITATEA TEHNICA CLUJ-NAPOCA FAC. DE CONSTRUCTII			PROIECT CONSTRUCTII METALICE AN IV SEMESTRUL II		Plansa Nr. 5
	Nume	Semnatura	Scara 1:10	PRINDERE GP – GS	
PROIECTAT					
DESENAT			Data nov.2003		
VERIFICAT					

Prindere grinda principala – stalp central

ANEXE

pag.

Anexa A. Caracteristici ale oțelului de construcții

A.1	Rezistențele de calcul ale oțelului de construcții	72
A.2	Caracteristici fizico-mecanice ale materialelor metalice	72

Anexa B. Sortimentele de profile laminate

B.1	Oțel I	73
B.2	Oțel U	74
B.3	Oțel L cu aripi egale	75
B.4	Oțel L cu aripi neegale	77
B.5	Oțel lat	78
B.6	Platbanda	79
B.7	Tabla cutată	79
B.8	Tabla groasă	80

Anexa C. Calculul îmbinărilor

C.1	Rezistențele de calcul ale suruburilor obișnuite	81
C.2	Rezistențele de calcul ale îmbinărilor sudate	81
C.3	Rezistențele de calcul ale SIRP	82

Anexa D. Calculul barelor comprimate

D.1	Clasificarea secțiunilor pentru calculul la flambaj (curbe de flambaj)	83
D.2	Coeficientii de flambaj φ	84
D.3	Coeficientii μ pentru calculul lungimilor de flambaj	95
D.4	Coeficienții c_x pentru verificarea stabilității barelor solicitate la compresiune cu încovoiere	95
D.5	Săgeți admisibile	96

Anexa E. EUROPROFILE

E.1	IPE	97
E.2	IPN	100
E.3	HE	102

Rezistente de calcul ale oțelului de construcții

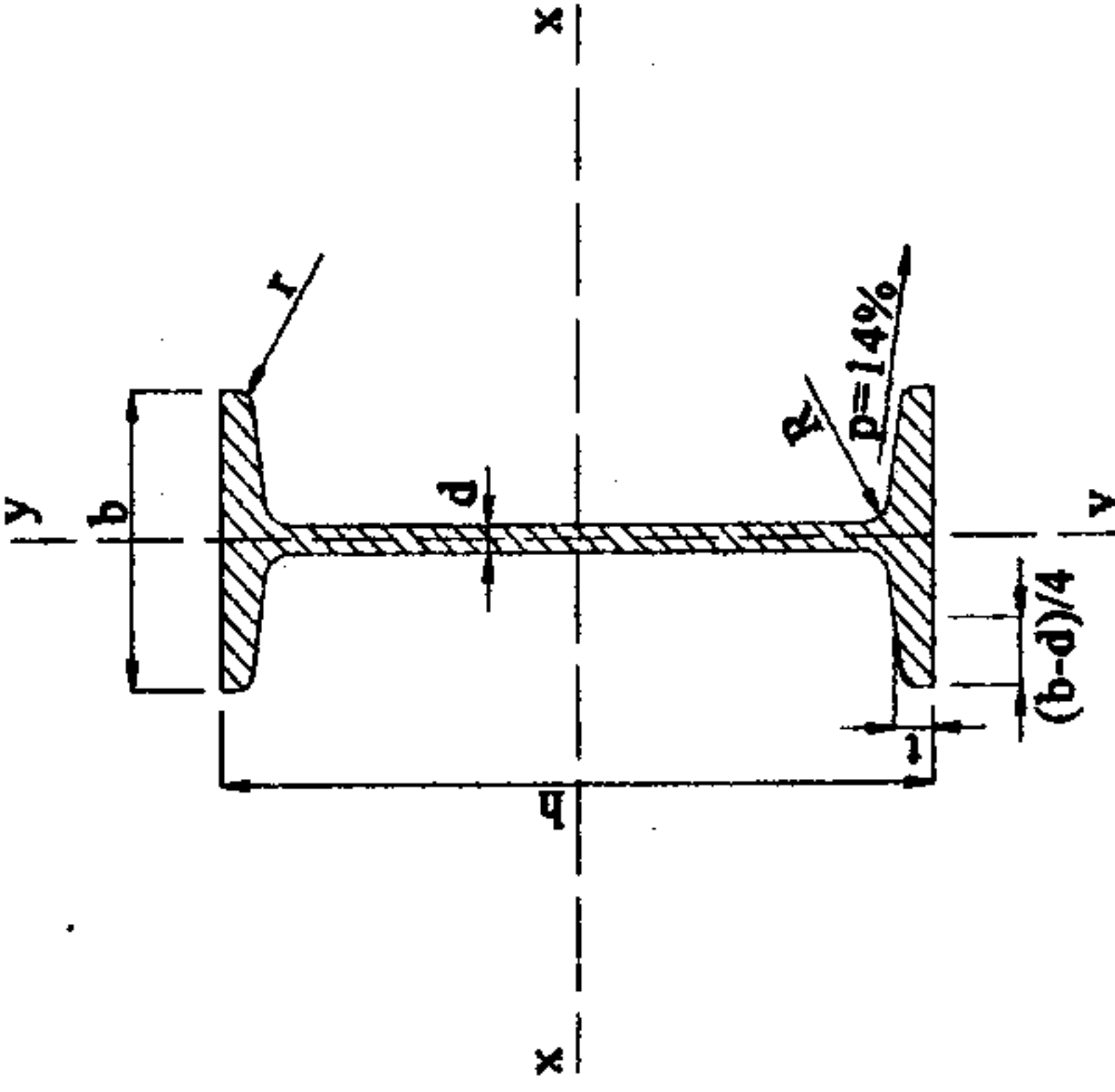
Construcții civile, industriale și agricole		Rezistente de calcul R (daN/mm ²) pentru oțel laminat marca : 1					Conform Stas 10108/0-78		
Solicitare	Simbol	Coeficientul γ aplicat fata de R	OLT 35	OL 37 ORCA 37	OLT 45	OL 44 OSC 44	OL 52 OSC 52 ORCA 52	OCS 55	OSC 58
Intindere, compresiune, încovoiere	R	1	20	21	23	25	30	34	37
Forfecare	R _f	0.6	12	13	14	15	18	21	22
Presiune locală la un cilindru rezemat pe un plan (determinat cu formula lui Hertz)	R _l	4	80	84	92	100	120	136	150
Idem determinată pe planul diametral al cilindrului	R _d	0.04	0.8	0.84	0.92	1	1.2	1.36	1.5
Rezistente de calcul pentru profile și table laminate cu grosimea $t \leq 16$ mm									
Intindere, compresiune, încovoiere	R	1	21	22	24	26	31.5	36	39
Forfecare	R _f	0.6	12.5	13	14.5	15.5	19	21.5	23.5

1 Rezistențele de calcul sunt cele din tabel pentru prima treaptă și a doua treaptă de grosime ($a \leq 40$ mm). Pentru treaptă a treia de grosime, cu $a > 40$ mm, rezistențele de calcul se obțin prin împărțirea limitei de curgere respectivă la valorile coeficientului γ_m : $\gamma_m = 1,10$ pentru marcele OL34; OLT35; OL37; orca 37; olt 45 $\gamma_m = 1,12$ pentru marcele OL 44; OSC 44; $\gamma_m = 1,15$ pentru OL52; ORCA 52; OCS 52 și $\gamma_m = 1,20$ pentru OCS 55 și osc 58

* Modificări introduse după redactarea finală a standardului 10108/0

Caracteristici fizico-mecanice ale materialelor metalice

Materialul	Masa (greutate tehnică) γ kg/m ³	Limita de		Modulul de elasticitate daN/cm ²		Coeficient de	
		curgere minimă R_c (σ_c) daN/cm ²	elasticitate R_e (σ_e) daN/cm ²	longitudinal E	transversal G	contractie transversală μ	dilatare termică liniară α_t
Oțel OL 37	7 850	2 400	1 920	2 100 000	810 000	0,3	$1,2 \times 10^{-5}$
Oțel OL 52	7 850	3 600	2 880	2 100 000	810 000	0,3	$1,2 \times 10^{-5}$
Oțel OT 50	7 850	2 500	-	2 100 000	810 000	0,3	$1,2 \times 10^{-5}$
Fonta Fc 15	7 200	-	-	850 000	300 000	-	$1,0 \times 10^{-5}$
Fonta Fc 20	7 200	-	-	1 000 000	360 000	-	$1,0 \times 10^{-5}$
Aluminiu	2 700	1 200	-	720 000	262 000	-	$2,4 \times 10^{-5}$

Conform STAS 564-71		OTEL I		Lungimi fixe		Calitati		Exemplu de notare pe desen						
		Dimensiuni, mase, marimi statice		6-12 m		OL37		pentru $h=220\text{mm}$; $l=1250\text{mm}$: I 22-1250						
h - inaltimea profilului d - grosimea inimii R - raza de rotunjire interioara a talpilor r - raza de rotunjire a talpilor la varf I - momentul de inerție W - modulul de rezistenta $i=(I/A)^{1/2}$ - raza de giratie S - momentul static al semisectionii b - latimea talpilor t - grosimea medie a talpilor 														
Denumi- rea profilului I	Dimensiuni,mm					Aria sectionii A cm ²	Masa G kg/m	Marimi statice pentru axele de incovoiere						
	h	b	t	d=R	r			x-x			y-y			
								Ix cm ⁴	Wx cm ³	ix cm	Iy cm ⁴	Wy cm ³	iy cm	
8	80	42	5.77	3.9	2.3	7.58	5.95	77.8	19.5	3.2	6.29	3	0.91	11.4
10	100	50	6.64	4.5	2.7	10.6	8.32	171	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07	19.9
12	120	58	7.52	5.1	3.1	14.2	11.2	328	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23	31.8
14	140	66	8.4	5.7	3.4	18.3	14.4	573	81.9	5.61	36.2	10.71	1.4	47.7
16	160	74	9.28	6.3	3.8	22.8	17.9	935	117	6.4	54.7	14.8	1.55	68
18	180	82	10.16	6.9	4.1	27.9	21.9	1450	161	7.2	81.3	19.8	1.71	93.4
20	200	90	11.04	7.5	4.5	33.5	26.3	2140	214	8	117	26	1.87	125
22	220	98	11.92	8.1	4.9	39.6	31.1	3060	278	8.8	162	33.1	2.02	162
24	240	106	12.8	8.7	5.2	46.1	36.2	4250	354	9.59	221	41.7	2.2	206
26	260	113	13.77	9.4	5.6	53.4	41.9	5740	442	10.4	288	51	2.32	257
28	280	119	14.85	10.1	6.1	61.1	48	7590	542	11.1	364	61.2	2.45	316
30	300	125	15.82	10.8	6.5	69.1	54.2	9800	653	11.9	451	72.2	2.56	381
32	320	131	16.92	11.5	6.9	77.8	61.1	12510	782	12.7	555	84.7	2.67	457
36	360	143	19.05	13	7.8	97.1	76.2	19610	1090	14.2	818	114	2.9	638
40	400	155	21.1	14.4	8.6	118	92.6	29210	1460	15.7	1160	149	3.13	857

sunt disponibile in sortimentele:

IPE 100 - 600

IPE A 100 - 600

IPE O 180 - 600

IPE 750

Notatii:

t_w grosime inima

t_f grosime talpa

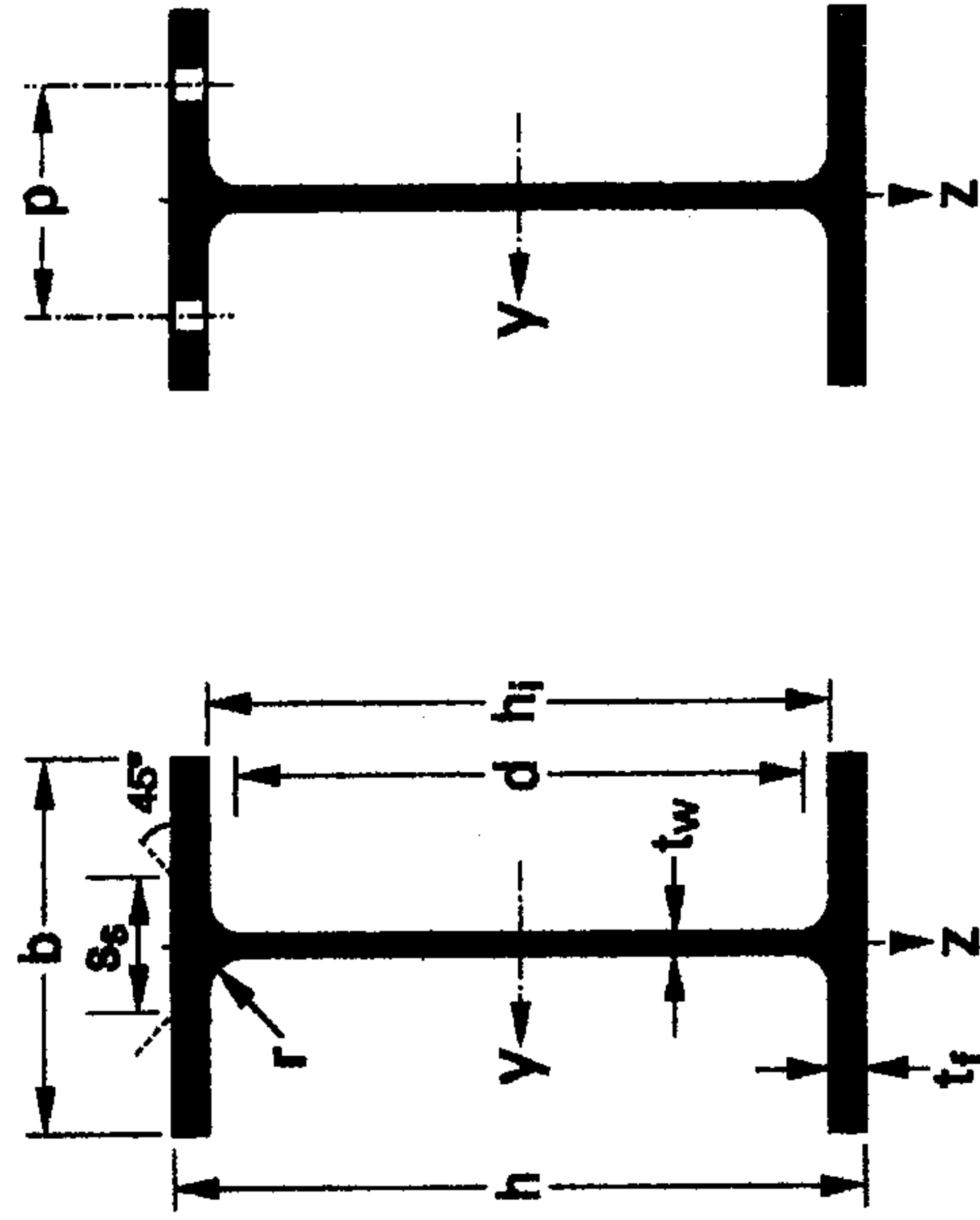
h_i inaltime inima

d portiune plana din inima

ϕ diametrul maxim de surub

p_{min} / p_{max} distanta min/max intre suruburi

A_{vz} arie de forfecare



DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	A cm ²	h_i mm	d mm	ϕ	p_{min} mm	p_{max} mm	I_y cm ⁴	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³	I_y cm	A_{vz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	i_z cm	S_s mm
IPE A 100	6.9	98	55	3.6	4.7	7	8.78	88.6	74.6	-	-	-	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12	4.77	7.54	1.22	21.20
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70
IPE A 120	8.7	118	64	3.8	5.1	7	11.03	107.4	93.4	-	-	-	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39	7.00	10.98	1.42	22.20
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20
IPE A 140	10.5	137	73	3.8	5.6	7	13.39	126.2	112.2	-	-	-	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42	9.98	15.52	1.65	23.20
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.43	126.2	112.2	-	-	-	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92	12.31	19.25	1.65	26.70
IPE A 160	12.7	157	82	4.0	5.9	9	16.18	145.2	127.2	-	-	-	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43	13.27	20.70	1.83	26.34
IPE 160	15.8	160	82	5.0	7.4	9	20.09	145.2	127.2	-	-	-	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31	16.66	26.10	1.84	30.34
IPE A 180	15.4	177	91	4.3	6.5	9	19.58	164.0	146.0	M10	48	48	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89	18.00	27.96	2.05	27.84
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8.0	9	23.95	164.0	146.0	M10	48	48	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9	22.16	34.60	2.05	31.84
IPE O 180	21.3	182	92	6.0	9.0	9	27.10	164.0	146.0	M10	50	50	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3	25.50	39.91	2.08	34.54
IPE A 200	18.4	197	100	4.5	7.0	12	23.47	183.0	159.0	M10	54	58	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2	23.43	36.54	2.23	32.56
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	12	28.48	183.0	159.0	M10	54	58	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4	28.47	44.61	2.24	36.66
IPE O 200	25.1	202	102	6.2	9.5	12	31.96	183.0	159.0	M10	56	60	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9	33.11	51.89	2.30	39.26

IPE

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _z cm	S _s mm
IPE A 220	22.2	217	110	5.0	7.7	12	28.26	201.6	177.6	M12	60	62	2317	213.5	240.2	9.05	13.55	171.4	31.17	48.49	2.46	34.46
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	12	33.37	201.6	177.6	M12	60	62	2772	252.0	285.4	9.11	15.88	204.9	37.25	58.11	2.48	38.36
IPE O 220	29.4	222	112	6.6	10.2	12	37.39	201.6	177.6	M10	58	66	3134	282.3	321.1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06
IPE A 240	26.2	237	120	5.2	8.3	15	33.31	220.4	190.4	M12	64	68	3290	277.7	311.6	9.94	16.31	240.1	40.02	62.40	2.68	39.37
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	15	39.12	220.4	190.4	M12	66	68	3892	324.3	366.6	9.97	19.14	283.6	47.27	73.92	2.69	43.37
IPE O 240	34.3	242	122	7.0	10.8	15	43.71	220.4	190.4	M12	66	70	4369	361.1	410.3	10.00	21.36	328.5	53.86	84.40	2.74	46.17
IPE A 270	30.7	267	135	5.5	8.7	15	39.15	249.6	219.6	M16	70	72	4917	368.3	412.5	11.21	18.75	358.0	53.03	82.34	3.02	40.47
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	15	45.95	249.6	219.6	M16	72	72	5790	428.9	484.0	11.23	22.14	419.9	62.20	96.95	3.02	44.57
IPE O 270	42.3	274	136	7.5	12.2	15	53.84	249.6	219.6	M16	72	72	6947	507.1	574.6	11.36	25.23	513.5	75.51	117.7	3.09	49.47
IPE A 300	36.5	297	150	6.1	9.2	15	46.53	278.6	248.6	M16	72	86	7173	483.1	541.8	12.42	22.25	519.0	69.20	107.3	3.34	42.07
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16	72	86	8356	557.1	628.4	12.46	25.68	603.8	80.50	125.2	3.35	46.07
IPE O 300	49.3	304	152	8.0	12.7	15	62.83	278.6	248.6	M16	74	88	9994	657.5	743.8	12.61	29.05	745.7	98.12	152.6	3.45	50.97
IPE A 330	43.0	327	160	6.5	10.0	18	54.74	307.0	271.0	M16	78	96	10230	625.7	701.9	13.67	26.99	685.2	85.64	133.3	3.54	47.59
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	18	62.61	307.0	271.0	M16	78	96	11770	713.1	804.3	13.71	30.81	788.1	98.52	153.7	3.55	51.59
IPE O 330	57.0	334	162	8.5	13.5	18	72.62	307.0	271.0	M16	80	98	13910	833.0	942.8	13.84	34.88	960.4	118.6	185.0	3.64	56.59
IPE A 360	50.2	358	170	6.6	11.5	18	63.96	334.6	298.6	M22	86	88	14520	811.8	906.8	15.06	29.76	944.3	111.1	171.9	3.84	50.69
IPE 360	57.1	360	170	8.0	12.7	18	72.73	334.6	298.6	M22	88	88	16270	903.6	1019	14.95	35.14	1043	122.8	191.1	3.79	54.49
IPE O 360	66.0	364	172	9.2	14.7	18	84.13	334.6	298.6	M22	90	90	19050	1047	1186	15.05	40.21	1251	145.5	226.9	3.86	59.69
IPE A 400	57.4	397	180	7.0	12.0	21	73.10	373.0	331.0	M22	94	98	20290	1022	1144	16.66	35.78	1171	130.1	202.1	4.00	55.60
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	21	84.46	373.0	331.0	M22	96	98	23130	1156	1307	16.55	42.69	1318	146.4	229.0	3.95	60.20
IPE O 400	75.7	404	182	9.7	15.5	21	96.39	373.0	331.0	M22	96	100	26750	1324	1502	16.66	47.98	1564	171.9	269.1	4.03	65.30
IPE A 450	67.2	447	190	7.6	13.1	21	85.55	420.8	378.8	M24	100	102	29760	1331	1494	18.65	42.26	1502	158.1	245.7	4.19	58.40
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	21	98.82	420.8	378.8	M24	100	102	33740	1500	1702	18.48	50.85	1676	176.4	276.4	4.12	63.20
IPE O 450	92.4	456	192	11.0	17.6	21	117.7	420.8	378.8	M24	102	104	40920	1795	2046	18.65	59.40	2085.0	217.2	341.0	4.21	70.80

IPE

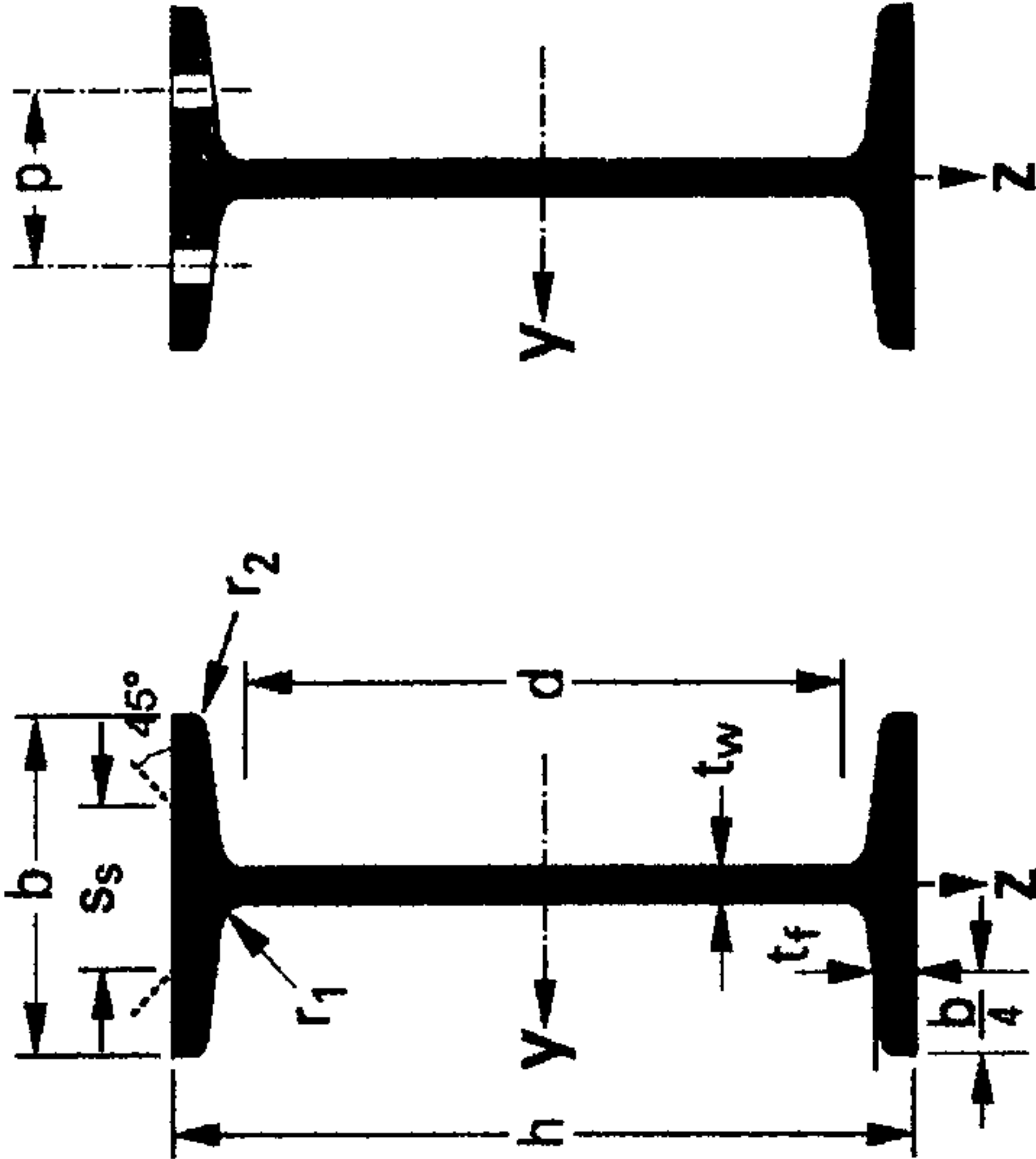
DENUMIRE	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h ₁	d	Ø	p _{min}	p _{max}	I _y	W _{el.y}	W _{ply}	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z}	i _z	s _s
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm
IPE A 500	79.4	497	200	8.4	14.5	21	101.1	468.0	426.0	M24	100	112	42930	1728	1946	20.61	50.41	1939	193.9	301.6	4.38	62.00
IPE 500	90.7	500	200	10.2	16.0	21	115.5	468.0	426.0	M24	102	112	48200	1928	2194	20.43	59.87	2142	214.2	335.9	4.31	66.80
IPE O 500	107.0	506	202	12.0	19.0	21	136.7	468.0	426.0	M24	104	114	57780	2284	2613	20.56	70.21	2622	259.6	408.5	4.38	74.60
IPE A 550	92.1	547	210	9.0	15.7	24	117.3	515.6	467.6	M24	106	122	59980	2193	2475	22.61	60.30	2432	231.6	361.5	4.55	68.52
IPE 550	106	550	210	11.1	17.2	24	134.4	515.6	467.6	M24	110	122	67120	2441	2787	22.35	72.34	2668	254.1	400.5	4.45	73.62
IPE O 550	123	556	212	12.7	20.2	24	156.1	515.6	467.6	M24	110	122	79160	2847	3263	22.52	82.69	3224	304.2	480.5	4.55	81.22
IPE A 600	108	597	220	9.8	17.5	24	137.0	562.0	514.0	M27	114	118	82920	2778	3141	24.60	70.14	3116	283.3	442.1	4.77	72.92
IPE 600	122	600	220	12.0	19.0	24	156.0	562.0	514.0	M27	116	118	92080	3069	3512	24.30	83.78	3387	307.9	485.6	4.66	78.12
IPE O 600	154	610	224	15.0	24.0	24	196.8	562.0	514.0	M27	118	122	118300	3879	4471	24.52	104.40	4521	403.6	640.1	4.79	91.12
IPE 750 x 147	147	753	265	13.2	17.0	17	187.5	719.0	685.0	M27	104	164	166100	4411	5110	29.76	105.40	5289	399.2	630.8	5.31	67.12
IPE 750 x 173	173	762	267	14.4	21.6	17	221.3	718.8	684.8	M27	104	166	205800	5402	6218	30.49	116.40	6873	514.9	809.9	5.57	77.52
IPE 750 x 196	196	770	268	15.6	25.4	17	250.8	719.2	685.2	M27	106	166	240300	6241	7174	30.95	127.30	8175	610.1	958.8	5.71	86.32

sunt disponibile in sortimentele:

IPN 120 - 550

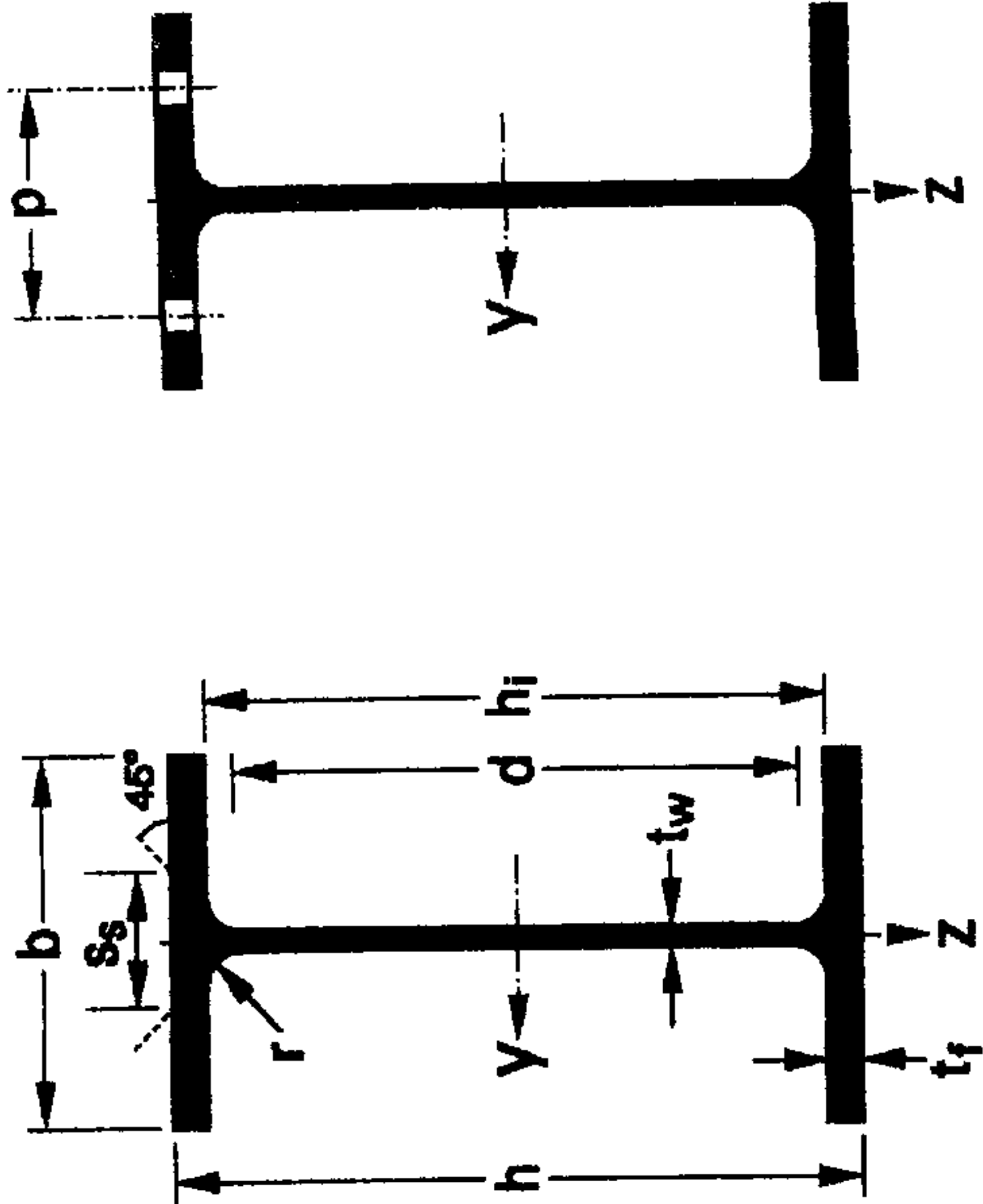
Notatii:

- t_w
- grosime inima
- t_f
- grosime talpa
- d
- portiune plana din inima
- ϕ
- diametrul maxim de surub
- p_{min} / p_{max}
- distanța min/max între suruburi
- A_{vz}
- arie de forfecare
- panta talpa 14%



DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{ply} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	s _s mm
IPN 120	11.1	120	58	5.1	7.7	5.1	3.1	14.2	92.4	-	-	-	328	54.7	63.6	4.81	6.63	21.5	7.41	12.4	1.23	28.4
IPN 140	14.3	140	66	5.7	8.6	5.7	3.4	18.3	109.1	-	-	-	573	81.9	95.4	5.61	8.65	35.2	10.7	17.9	1.40	31.8
IPN 160	17.9	160	74	6.3	9.5	6.3	3.8	22.8	125.8	-	-	-	935	117	136	6.4	10.83	54.7	14.8	24.9	1.55	35.2
IPN 180	21.9	180	82	6.9	10.4	6.9	4.1	27.9	142.4	-	-	-	1450	161	187	7.2	13.35	81.3	19.8	33.2	1.71	38.6
IPN 200	26.2	200	90	7.5	11.3	7.5	4.5	33.4	159.1	-	-	-	2140	214	250	8.0	16.03	117	26.0	43.5	1.87	42.0
IPN 220	31.1	220	98	8.1	12.2	8.1	4.9	39.5	175.8	M10	50	56	3060	278	324	8.8	19.06	162	33.1	55.7	2.02	45.4
IPN 240	36.2	240	106	8.7	13.1	8.7	5.2	46.1	192.5	M10	54	60	4250	354	412	9.59	22.33	221	41.7	70.0	2.20	48.9
IPN 260	41.9	260	113	9.4	14.1	9.4	5.6	53.3	208.9	M12	62	62	5740	442	514	10.4	26.08	288	51.0	85.9	2.32	52.6
IPN 280	47.9	280	119	10.1	15.2	10.1	6.1	61.0	225.1	M12	68	68	7590	542	632	11.1	30.18	364	61.2	103	2.45	56.4
IPN 300	54.2	300	125	10.8	16.2	10.8	6.5	69.0	241.6	M12	70	74	9800	653	762	11.9	34.58	451	72.2	121	2.56	60.1
IPN 320	61.0	320	131	11.5	17.3	11.5	6.9	77.7	257.9	M12	70	80	12510	782	914	12.7	39.26	555	84.7	143	2.67	63.9
IPN 340	68.0	340	137	12.2	18.3	12.2	7.3	86.7	274.3	M12	78	86	15700	923	1080	13.5	44.27	674	98.4	166	2.80	67.6
IPN 360	76.1	360	143	13	19.5	13	7.8	97.0	290.2	M12	78	92	19610	1090	1276	14.2	49.95	818	114.0	194	2.90	71.8
IPN 380	84.0	380	149	13.7	20.5	13.7	8.2	107	306.7	M16	84	86	24010	1260	1482	15.0	55.55	975	131.0	221	3.02	75.4

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _z cm	S _s mm
IPN 400	92.4	400	155	14.4	21.6	14.4	8.6	118	322.9	M16	86	92	29210	1460	1714	15.7	61.69	1160	149	253	3.13	79.3
IPN 450	115	450	170	16.2	24.3	16.2	9.7	147	363.6	M16	92	106	45850	2040	2400	17.7	77.79	1730	203	345	3.43	88.9
IPN 500	141	500	185	18	27	18	10.8	179	404.3	M20	102	110	68740	2750	3240	19.6	95.6	2480	268	456	3.72	98.5
IPN 550	166	550	200	19	30	19	11.9	212	445.6	M22	112	118	99180	3610	4240	21.6	111.30	3490	349	592	4.02	107.3



sunt disponibile in sortimentele:

- HE A, HE B si HE M 100 - 1000
- HE AA 100 - 1000
- HL 1000 / 1100

Notatii:

- t_w grosime inima
- t_f grosime talpa
- h_i inaltime inima
- d portiune plana din inima
- φ diametrul maxim de surub
- p_min / p_max distanta min/max intre suruburi
- A_vz arie de forfecare

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	A cm ²	h_i mm	d mm	Ø	p_min mm	p_max mm	I_y cm ⁴	W_el,y cm ³	W_pl,y cm ³	i_y cm	A_vz cm ²	I_z cm ⁴	W_el,z cm ³	W_pl,z cm ³	i_z cm	s_s mm
HE 100 AA	12.2	91	100	4.2	5.5	12	15.60	80	56	M10	54	58	237	51.98	58.36	3.9	6.2	92.06	18.41	28	2.43	29.3
HE 100 A	16.7	96	100	5.0	8.0	12	21.24	80	56	M10	54	58	349	72.76	83.01	4.1	7.6	133.8	26.76	41	2.51	35.1
HE 100 B	20.4	100	100	6.0	10.0	12	26.04	80	56	M10	56	58	450	89.91	104.20	4.2	9.0	167.3	33.45	51	2.53	40.1
HE 100 M	41.8	120	106	12.0	20.0	12	53.24	80	56	M10	62	64	1143	190.4	235.80	4.6	18.0	399.2	75.31	116	2.74	66.1
HE 120 AA	14.6	109	120	4.2	5.5	12	18.55	98	74	M12	58	68	413	75.85	84.12	4.7	6.9	158.8	26.47	41	2.93	29.3
HE 120 A	19.9	114	120	5.0	8.0	12	25.34	98	74	M12	58	68	606	106.3	119.5	4.9	8.5	230.9	38.48	59	3.02	35.1
HE 120 B	26.7	120	120	6.5	11.0	12	34.01	98	74	M12	60	68	864	144.1	165.2	5.0	11.0	317.5	52.92	81	3.06	42.6
HE 120 M	52.1	140	126	12.5	21.0	12	66.41	98	74	M12	66	74	2018	288.2	350.6	5.5	21.2	702.8	111.60	172	3.25	68.6
HE 140 AA	18.1	128	140	4.3	6.0	12	23.02	116	92	M16	64	76	720	112.4	123.8	5.6	7.9	274.8	39.26	60	3.45	30.4
HE 140 A	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.42	116	92	M16	64	76	1033	155.4	173.5	5.7	10.1	389.3	55.62	85	3.52	36.6
HE 140 B	33.7	140	140	7.0	12.0	12	42.96	116	92	M16	66	76	1509	215.6	245.4	5.9	13.1	549.7	78.52	120	3.58	45.1
HE 140 M	63.2	160	146	13.0	22.0	12	80.56	116	92	M16	72	82	3291	411.4	493.8	6.4	24.5	1144.0	156.80	241	3.77	71.1
HE 160 AA	23.8	148	160	4.5	7.0	15	30.36	134	104	M20	76	84	1283	173.4	190.4	6.5	10.4	478.7	59.84	91	3.97	36.1
HE 160 A	30.4	152	160	6.0	9.0	15	38.77	134	104	M20	78	84	1673	220.1	245.1	6.6	13.2	615.6	76.95	118	3.98	41.6
HE 160 B	42.6	160	160	8.0	13.0	15	54.25	134	104	M20	80	84	2492	311.5	354.0	6.8	17.6	889.2	111.2	170	4.05	51.5
HE 160 M	76.2	180	166	14.0	23.0	15	97.05	134	104	M20	86	90	5098	566.5	674.6	7.3	30.8	1759.0	211.9	326	4.26	77.6

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{ely} cm ³	W _{ply} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	s _s mm
HE 180 AA	28.7	167	180	5.0	7.5	15	36.53	152	122	M24	84	92	1967	235.6	258.2	7.3	12.2	730.0	81.1	124	4.47	37.6
HE 180 A	35.5	171	180	6.0	9.5	15	45.25	152	122	M24	86	92	2510	293.6	324.9	7.5	14.5	924.6	102.7	157	4.52	42.6
HE 180 B	51.2	180	180	8.5	14.0	15	65.25	152	122	M24	88	92	3831	425.7	481.4	7.7	20.2	1363.0	151.4	231	4.57	54.1
HE 180 M	88.9	200	186	14.5	24.0	15	113.30	152	122	M24	94	98	7483	748.3	883.4	8.1	34.7	2580	277.4	425	4.77	80.1
HE 200 AA	34.6	186	200	5.5	8.0	18	44.13	170	134	M27	96	100	2944	316.6	347.1	8.2	15.5	1068.0	106.8	163	4.92	42.6
HE 200 A	42.3	190	200	6.5	10.0	18	53.83	170	134	M27	98	100	3692	388.6	429.5	8.3	18.1	1336.0	133.6	204	4.98	47.6
HE 200 B	61.3	200	200	9.0	15.0	18	78.08	170	134	M27	100	100	5696	569.6	642.5	8.5	24.8	2003.0	200.3	306	5.07	60.1
HE 200 M	103.0	220	206	15.0	25.0	18	131.30	170	134	M27	106	106	10640	967.4	1135.0	9.0	41.0	3651.0	354.5	543	5.27	86.1
HE 220 AA	40.4	205	220	6.0	8.5	18	51.46	188	152	M27	98	118	4170	406.9	445.5	9.0	17.6	1510.0	137.3	209	5.42	44.1
HE 220 A	50.5	210	220	7.0	11.0	18	64.34	188	152	M27	98	118	5410	515.2	568.5	9.2	20.7	1955	177.7	271	5.51	50.1
HE 220 B	71.5	220	220	9.5	16.0	18	91.04	188	152	M27	100	118	8091	735.5	827.0	9.4	27.9	2843.0	258.5	394	5.59	62.6
HE 220 M	117.0	240	226	15.5	26.0	18	149.40	188	152	M27	108	124	14600	1217.0	1419.0	9.9	45.3	5012.0	443.5	679	5.79	88.6
HE 240 AA	47.4	224	240	6.5	9.0	21	60.38	206	164	M27	104	138	5835	521.0	570.6	9.8	21.5	2077	173.1	264	5.87	49.1
HE 240 A	60.3	230	240	7.5	12.0	21	76.84	206	164	M27	104	138	7763	675.1	744.6	10.1	25.2	2769	230.7	352	6.00	56.1
HE 240 B	83.2	240	240	10.0	17.0	21	106.00	206	164	M27	108	138	11260	938.3	1053.0	10.3	33.2	3923	326.9	498	6.08	68.6
HE 240 M	157.0	270	248	18.0	32.0	21	199.60	206	164	M27	116	146	24290	1799.0	2117.0	11.0	60.1	8153	657.5	1006	6.39	106.6
HE 260 AA	54.1	244	260	6.5	9.5	24	68.97	225	177	M27	110	158	7981	654.1	714.5	10.8	24.8	2788	214.5	328	6.36	53.6
HE 260 A	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.82	225	177	M27	110	158	10450	836.4	919.8	11.0	28.8	3668	282.1	430	6.50	60.6
HE 260 B	93.0	260	260	10.0	17.5	24	118.40	225	177	M27	114	158	14920	1148.0	1283.0	11.2	37.6	5135	395.0	602	6.58	73.1
HE 260 M	172	290	268	18.0	32.5	24	219.60	225	177	M27	122	166	31310	2159.0	2524.0	11.9	66.9	10450	779.7	1192	6.90	111.1
HE 280 AA	61.2	264	280	7.0	10.0	24	78.02	244	196	M27	110	178	10560	799.8	873.1	11.6	27.5	3664	261.7	399	6.85	55.1
HE 280 A	76.4	270	280	8.0	13.0	24	97.26	244	196	M27	112	178	13670	1013.0	1112	11.9	31.7	4763	340.2	518	7.00	62.1
HE 280 B	103	280	280	10.5	18.0	24	131.40	244	196	M27	114	178	19270	1376.0	1534	12.1	41.1	6595	471.0	718	7.09	74.6
HE 280 M	189.0	310	288	18.5	33.0	24	240.20	244	196	M27	122	186	39550	2551.0	2966.0	12.8	72.0	13160	914.1	1397	7.40	112.6

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _z cm	S _s mm
HE 300 M	238.0	340	310	21.0	39.0	27	303.10	262	208	M27	132	208	59200	3482	4078	14.0	90.5	19400	1252.0	1913	8.00	130.6
HE 320 AA	74	301	300	8.0	11.0	27	94.58	279	225	M27	118	198	16450	1093	1196	13.2	35.4	4959	330.6	506	7.24	61.6
HE 320 A	97.6	310	300	9.0	15.5	27	124.40	279	225	M27	118	198	22930	1479.0	1628	13.6	41.1	6985	465.7	710	7.49	71.6
HE 320 B	127.0	320	300	11.5	20.5	27	161.30	279	225	M27	122	198	30820	1926	2149	13.8	51.8	9239	615.9	939	7.57	84.1
HE 320 M	245	359	309	21.0	40.0	27	312.00	279	225	M27	132	204	68130	3796	4435	14.8	94.9	19710	1276.0	1951	7.95	132.6
HE 340 AA	78.9	320	300	8.5	11.5	27	100.50	297	243	M27	118	198	19550	1222	1341	14.0	38.7	5185	345.6	529	7.18	63.1
HE 340 A	105.0	330	300	9.5	16.5	27	133.50	297	243	M27	118	198	27690	1678	1850	14.4	45.0	7436	495.7	756	7.46	74.1
HE 340 B	134	340	300	12.0	21.5	27	170.90	297	243	M27	122	198	36660	2156	2408	14.7	56.1	9690	646.0	986	7.53	86.6
HE 340 M	248	377	309	21.0	40.0	27	315.80	297	243	M27	132	204	76370	4052	4718	15.6	98.6	19710	1276.0	1953	7.90	132.6
HE 360 AA	84	339	300	9.0	12.0	27	106.60	315	261	M27	118	198	23040	1359	1495	14.7	42.2	5410	360.7	553	7.12	64.6
HE 360 A	112	350	300	10.0	17.5	27	142.80	315	261	M27	120	198	33090	1891	2088	15.2	49.0	7887	525.8	802	7.43	76.6
HE 360 B	142	360	300	12.5	22.5	27	180.60	315	261	M27	122	198	43190	2400	2683	15.5	60.6	10140	676.1	1032	7.49	89.1
HE 360 M	250.0	395	308	21.0	40.0	27	318.80	315	261	M27	132	204	84870	4297	4989	16.3	102.4	19520	1268.0	1942	7.83	132.6
HE 400 AA	92	378	300	9.5	13.0	27	117.70	352	298	M27	118	198	31250	1654	1824	16.3	48.0	5861	390.8	600	7.06	67.1
HE 400 A	125	390	300	11.0	19.0	27	159.00	352	298	M27	120	198	45070	2311	2562	16.8	57.3	8564	570.9	873	7.34	80.6
HE 400 B	155.0	400	300	13.5	24.0	27	197.80	352	298	M27	124	198	57680	2884	3232	17.1	70.0	10820	721.3	1104	7.40	93.1
HE 400 M	256	432	307	21.0	40.0	27	325.80	352	298	M27	132	202	104100	4820	5571	17.9	110.2	19340	1260.0	1934	7.70	132.6
HE 450 AA	100	425	300	10.0	13.5	27	127.10	398	344	M27	120	198	41890	1971	2183	18.2	54.7	6088	405.8	624	6.92	68.6
HE 450 A	140.0	440	300	11.5	21.0	27	178.00	398	344	M27	122	198	63720	2896	3216	18.9	65.8	9465	631.0	966	7.29	85.1
HE 450 B	171	450	300	14.0	26.0	27	218.00	398	344	M27	124	198	79890	3551	3982	19.1	79.7	11720	781.4	1198	7.33	97.6
HE 450 M	263	478	307	21.0	40.0	27	335.40	398	344	M27	132	202	131500	5501	6331	19.8	119.8	19340	1260.0	1939	7.59	132.6
HE 500 AA	107	472	300	10.5	14.0	27	136.90	444	390	M27	120	198	54640	2315	2576	20.0	61.9	6314	420.9	649	6.79	70.1
HE 500 A	155	490	300	12.0	23.0	27	197.50	444	390	M27	122	198	86970	3550	3949	21.0	74.7	10370	691.1	1059	7.24	89.6
HE 500 B	187	500	300	14.5	28.0	27	238.60	444	390	M27	124	198	107200	4287	4815	21.2	89.8	12620	841.6	1292	7.27	102.1
HE 500 M	270	524	306	21.0	40.0	27	344.30	444	390	M27	132	202	161900	6180	7094	21.7	129.5	19150	1252.0	1932	7.46	132.6

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	I _z cm	S _s mm
HE 550 AA	120	522	300	11.5	15.0	27	152.80	492	438	M27	122	198	72870	2792	3128	21.8	72.7	6767	451.1	699	6.65	73.1
HE 550 A	166	540	300	12.5	24.0	27	211.80	492	438	M27	122	198	111900	4146	4622	23.0	83.7	10820	721.3	1107	7.15	92.1
HE 550 B	199	550	300	15.0	29.0	27	254.10	492	438	M27	124	198	136700	4971	5591	23.2	100.1	13080	871.8	1341	7.17	104.6
HE 550 M	278	572	306	21.0	40.0	27	354.40	492	438	M27	132	202	198000	6923	7933	23.6	139.6	19160	1252.0	1937	7.35	132.6
HE 600 AA	129	571	300	12.0	15.5	27	164.10	540	486	M27	122	198	91900	3218	3623	23.7	81.3	6993	466.2	725	6.53	74.6
HE 600 A	178	590	300	13.0	25.0	27	226.50	540	486	M27	122	198	141200	4787	5350	25.0	93.2	11270	751.4	1156	7.05	94.6
HE 600 B	212	600	300	15.5	30.0	27	270.00	540	486	M27	126	198	171000	5701	6425	25.2	110.8	13530	902.0	1391	7.08	107.1
HE 600 M	285	620	305	21.0	40.0	27	363.70	540	486	M27	132	200	237400	7660	8772	25.6	149.7	18980	1244.0	1930	7.22	132.6
HE 600 x 337	337	632	310	25.5	46.0	27	429.20	540	486	M27	138	202	283200	8961	10380	25.7	180.5	22940	1480.0	2310	7.31	149.1
HE 600 x 399	399	648	315	30.0	54.0	27	508.50	540	486	M27	142	208	344600	10640	12460	26.0	213.6	28280	1796.0	2814	7.46	169.6
HE 650 AA	138	620	300	12.5	16.0	27	175.80	588	534	M27	122	198	113900	3676	4160	25.5	90.4	7221	481.4	751	6.41	76.1
HE 650 A	190	640	300	13.5	26.0	27	241.60	588	534	M27	124	198	175200	5474	6136	26.9	103.2	11720	781.6	1205	6.97	97.1
HE 650 B	225	650	300	16.0	31.0	27	286.30	588	534	M27	126	198	210600	6480	7320	27.1	122.0	13980	932.3	1441	6.99	109.6
HE 650 M	293	668	305	21.0	40.0	27	373.70	588	534	M27	132	200	281700	8433	9657	27.5	159.7	18980	1245.0	1936	7.13	132.6
HE 650 x 343	343	680	309	25.0	46.0	27	437.50	588	534	M27	138	202	333700	9815	11350	27.6	189.6	22720	1470.0	2300	7.21	148.6
HE 650 x 407	407	696	314	29.5	54.0	27	518.80	588	534	M27	142	206	405400	11650	13620	28.0	224.8	28020	1785.0	2803	7.35	169.1
HE 700 AA	150	670	300	13.0	17.0	27	190.90	636	582	M27	122	198	142700	4260	4840	27.3	100.3	7673	511.5	800	6.34	78.6
HE 700 A	204	690	300	14.5	27.0	27	260.50	636	582	M27	124	198	215300	6241	7032	28.8	117.0	12180	811.9	1257	6.84	100.1
HE 700 B	241	700	300	17.0	32.0	27	306.40	636	582	M27	126	198	256900	7340	8327	29.0	137.1	14440	962.7	1495	6.87	112.6
HE 700 M	301	716	304	21.0	40.0	27	383.00	636	582	M27	132	200	329300	9198	10540	29.3	169.8	18800	1237.0	1929	7.01	132.6
HE 700 x 352	352	728	308	25.0	46.0	27	448.60	636	582	M27	138	200	389700	10710	12390	29.5	201.6	22510	1461.0	2293	7.08	148.6
HE 700 x 418	418	744	313	29.5	54.0	27	531.90	636	582	M27	142	206	472500	12700	14840	29.8	239.0	27760	1774.0	2797	7.22	169.1
HE 800 AA	172	770	300	14.0	18.0	30	218.50	734	674	M27	130	198	208900	5426	6225	30.9	123.8	8134	542.2	857	6.10	85.2
HE 800 A	224	790	300	15.0	28.0	30	285.80	734	674	M27	130	198	303400	7682	8699	32.6	138.8	12640	842.6	1312	6.65	106.1
HE 800 B	262	800	300	17.5	33.0	30	334.20	734	674	M27	134	198	359100	8977	10230	32.8	161.8	14900	993.6	1553	6.68	118.6
HE 800 M	317	814	303	21.0	40.0	30	404.30	734	674	M27	138	198	442600	10870	12490	33.1	194.3	18630	1230.0	1930	6.79	136.1
HE 800 x 373	373	826	308	25.0	46.0	30	474.60	734	674	M27	144	200	523900	12690	14700	33.2	230.3	22530	1463.0	2311	6.89	152.1
HE 800 x 444	444	842	313	30.0	54.0	30	566.00	734	674	M27	148	206	634500	15070	17640	33.5	276.5	27800	1776.0	2827	7.01	173.1

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _z cm	S _s mm
HE 900 AA	198	870	300	15.0	20.0	30	252.20	830	770	M27	130	198	301100	6923	7999	34.6	147.2	9041	602.8	958	5.99	90.2
HE 900 A	252	890	300	16.0	30.0	30	320.50	830	770	M27	132	198	422100	9485	10810	36.3	163.3	13550	903.2	1414	6.50	111.1
HE 900 B	291	900	300	18.5	35.0	30	371.30	830	770	M27	134	198	494100	10980	12580	36.5	188.8	15820	1054.0	1658	6.53	123.6
HE 900 M	333	910	302	21.0	40.0	30	423.60	830	770	M27	138	198	570400	12540	14440	36.7	214.4	18450	1222.0	1929	6.60	136.1
HE 900 x 391	391	922	307	25.0	46.0	30	497.70	830	770	M27	144	200	674300	14630	16990	36.8	254.3	22320	1454.0	2312	6.70	152.1
HE 900 x 466	466	938	312	30.0	54.0	30	593.70	830	770	M27	148	204	814900	17380	20380	37.1	305.3	27560	1767.0	2832	6.81	173.1
HE 1000 AA	222	970	300	16.0	21.0	30	282.20	928	868	M27	132	198	406500	8380	9777	38.0	172.2	9501	633.4	1016	5.80	93.2
HE 1000 A	272	990	300	16.5	31.0	30	346.80	928	868	M27	132	198	553800	11190	12820	40.0	184.6	14000	933.6	1470	6.35	113.6
HE 1000 B	314	1000	300	19.0	36.0	30	400.00	928	868	M27	134	198	644700	12890	14860	40.2	212.5	16280	1085.0	1716	6.38	126.1
HE 1000 M	349	1008	302	21.0	40.0	30	444.20	928	868	M27	138	198	722300	14330	16570	40.3	235.0	18460	1222.0	1940	6.45	136.1
HE 1000 x 393	393	1016	303	24.4	43.9	30	500.20	928	868	M27	144	196	807700	15900	18540	40.2	271.3	20500	1353.0	2168	6.40	147.3
HE 1000 x 409	409	1020	306	25.0	46.0	30	521.20	928	868	M27	144	198	850800	16680	19450	40.4	278.8	22120	1446.0	2313	6.51	152.1
HE 1000 x 488	488	1036	311	30.0	54.0	30	622.00	928	868	M27	148	204	1027000	19820	23300	40.6	334.7	27320	1757.0	2837	6.63	173.1
HE 1000 x 579	579	1056	316	35.0	64.0	30	737.00	928	868	M27	154	208	1246000	23590	27950	41.1	393.3	34040	2154.0	3498	6.80	198.1
HL 920 x 342	342	912	418	19.3	32.0	24	436.10	848	800	M27	126	312	624900	13700	15450	37.9	190.1	39010	1867.0	2882	9.46	111.4
HL 920 x 365	365	916	419	20.3	34.3	24	464.40	847	799	M27	128	314	670500	14640	16520	38.0	200.4	42120	2011.0	3106	9.52	117.0
HL 920 x 387	387	921	420	21.3	36.6	24	493.00	848	800	M27	128	314	718300	15600	17630	38.2	210.9	45280	2156.0	3332	9.58	122.6
HL 920 x 417	417	928	422	22.5	39.9	24	532.50	848	800	M27	130	316	787600	16970	19210	38.5	223.9	50070	2373.0	3668	9.70	130.4
HL 920 x 446	446	933	423	24.0	42.7	24	569.60	848	800	M27	130	318	846800	18150	20600	38.6	239.1	53980	2552.0	3951	9.73	137.5
HL 920 x 488	488	942	422	25.9	47.0	24	621.30	848	800	M27	132	316	935390	19860	22615	38.8	259.3	59010	2797.0	4336	9.75	148.0
HL 920 x 534	534	950	425	28.4	51.1	24	680.10	848	800	M27	136	320	1031000	21710	24830	38.9	284.8	65560	3085.0	4796	9.82	158.7
HL 920 x 585	585	960	427	31.0	55.9	24	745.30	848	800	M27	138	322	1143090	23814	27363	39.2	312.0	72770	3408.0	5310	9.88	170.9
HL 920 x 653	653	972	431	34.5	62.0	24	831.90	848	800	M27	144	320	1292000	26590	30730	39.4	348.7	83050	3854.0	6022	9.99	186.6
HL 920 x 784	784	996	437	40.9	73.9	24	997.70	848	800	M27	152	326	1593000	31980	37340	40.0	417.6	103300	4728.0	7424	10.18	216.8
HL 920 x 967	967	1028	446	50.0	89.9	24	1231.00	848	800	M27	160	334	2033000	39540	46810	40.6	517.1	133900	6003.0	9486	10.43	257.9

DENUMIRE	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	I _z cm	S _s mm
HL 1000 x 296	296	982	400	16.5	27.0	30	376.80	928	868	M27	134	294	618700	12600	14220	40.5	181.5	28850	1443.0	2235	8.75	105.6
HL 1000 A	321	990	400	16.5	31.0	30	408.80	928	868	M27	134	294	696400	14070	15800	41.3	184.6	33120	1656.0	2555	9.00	113.6
HL 1000 B	371	1000	400	19.0	36.0	30	472.00	928	868	M27	136	294	812100	16240	18330	41.5	212.5	38480	1924.0	2976	9.03	126.1
HL 1000 M	412	1008	402	21.0	40.0	30	524.20	928	868	M27	142	290	909800	18050	20440	41.7	235.0	43410	2160.0	3348	9.10	136.1
HL 1000 x 477	477	1018	404	25.5	45.0	30	608.00	928	868	M27	146	292	1047000	20570	23530	41.5	282.8	49610	2456.0	3838	9.03	150.6
HL 1000 x 554	554	1032	408	29.5	52.0	30	705.80	928	868	M27	150	296	1232000	23880	27500	41.8	328.0	59100	2897.0	4547	9.15	168.6
HL 1000 x 642	642	1048	412	34.0	60.0	30	817.60	928	868	M27	154	300	1451000	27680	32100	42.1	379.6	70280	3412.0	5379	9.27	189.1
HL 1000 x 748	748	1068	417	39.0	70.0	30	953.40	928	868	M27	160	304	1732000	32430	37880	42.6	438.9	85111	4082.0	6459	9.45	214.1
HL 1000 x 883	883	1092	424	45.5	82.0	30	1125.30	928	868	M27	166	312	2096000	38390	45260	43.2	516.5	105000	4952.0	7874	9.66	244.6
HL 1100 A	343	1090	400	18.0	31.0	20	436.50	1028	988	M27	116	294	867400	15920	18060	44.6	206.5	33120	1656.0	2568	8.71	103.4
HL 1100 B	390	1100	400	20.0	36.0	20	497.00	1028	988	M27	118	294	1005000	18280	20780	45.0	230.6	38480	1924.0	2988	8.80	115.4
HL 1100 M	433	1108	402	22.0	40.0	20	551.20	1028	988	M27	122	290	1126000	20320	23160	45.2	254.4	43410	2160.0	3362	8.87	125.4
HL 1100 R	499	1118	405	26.0	45.0	20	635.20	1028	988	M27	126	294	1294000	23150	26600	45.1	300.4	49980	2468.0	3870	8.87	139.4

BIBLIOGRAFIE

1. C. Campian, I. Petran, V. Pacurar, P. Moga : **Constructii metalice**.
U T Pres , Cluj-Napoca, 2003
2. P.Moga, M.Litan : **Poduri metalice - curs pentru colegiu** , 1999
3. D.Mateescu : **Construcții metalice**, Edit Tehnica. 1980.
4. C.Dalban, E.Chesaru : **Construcții cu structura metalică**, EDP
Bucuresti, 1997.
5. Dalban C., Juncan N. : **Constructii metalice**, EDP Bucuresti 1983.
6. Serbescu C.: **Probleme speciale in constructii metalice**. Edit.
Tehnica 1984.
7. Siminea P., Negrei L.: **Constructii metalice**. EDP Bucuresti 1975.
8. Mateescu D., Juncan N.: **Constructii metalice pretensionate**, Edit.
Academiei, 1989
9. STAS 10108/0 – 1978: **Constructii civile industriale si agricole**.
Calculul elementelor din otel
10. PE 22-311, ENV 1993-1-1, EUROCODE 3 : **Design of steel
structures**, December 1992